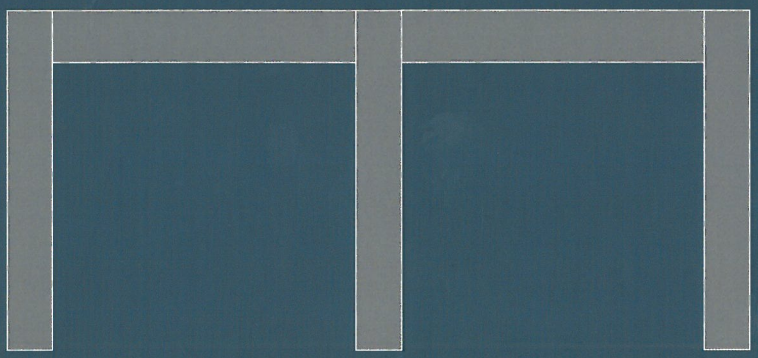
BOGDAN CHIRILĂ
CONSTANTIN GAVRILOAIA

PROIECTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT CU DUCTILITATE ÎNALTĂ AMPLASATE ÎN ZONE CU SEISMICITATE RIDICATĂ

DUPĂ

P 100-1/2013



editura pim

BOGDAN CHIRILĂ

CONSTANTIN GAVRILOAIA

PROIECTAREA STRUCTURILOR ÎN CADRE DIN BETON ARMAT CU DUCTILITATE ÎNALTĂ AMPLASATE ÎN ZONE CU SEISMICITATE RIDICATĂ

DUPĂ

P 100-1/2013

editura pim
Iași, 2023

Referenţi ştiinţifici:

- **Prof.univ.em.dr.ing. Ion SERBĂNOIU**
  Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi" din Iaşi
  Facultatea de Construcţii şi Instalaţii
- **Prof.univ.dr.ing. Petru MIHAI**
  Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi" din Iaşi
  Facultatea de Construcţii şi Instalaţii

Sponsori:

BOG DESIGN & BUILD S.R.L., Suceava

Tehnoredactare: dr.ing. Bogdan Chirilă

Ilustraţii: dr.ing. Bogdan Chirilă

Copertă: dr.ing. Bogdan Chirilă

editura pim
Editură acreditată CNCSIS – 66/2010
Şoseaua Ştefan cel Mare şi Sfânt nr. 109, Iaşi – 700497
Tel.: 0730.086.676, 0732.430.407
email: editura@pimcopy.ro
www.pimcopy.ro

Descrierea CIP a Bibliotecii Naţionale a României
CHIRILĂ, BOGDAN
Proiectarea structurilor în cadre din beton armat cu ductilitate înaltă, amplasate în zone cu seismicitate ridicată după P 100-1/2013 / Bogdan Chirilă, Constantin Gavriloaia. - Iaşi: PIM, 2023
ISBN 978-606-13-7647-6

I. Gavriloaia, Constantin

69

Copyright © 2023
Toate drepturile asupra prezentei ediţii aparţin autorului/autorilor.
Nicio parte din această lucrare nu poate fi copiată fără acordul scris al autorului/autorilor.

PREFAŢĂ

Ideea elaborării unui îndrumător pentru proiectarea structurilor de rezistență în cadre din beton a izvorât din necesitatea existenței unui instrument facil, ușor de folosit, care să sintetizeze principale informațiile necesare în desfășurarea procesului de proiectare, și care să fie la îndemâna inginerilor constructori proiectanți de structuri.

Plecând de la Indicativul P100-1/2013, baza proiectării structurilor de rezistență ale clădirilor, îndrumătorul însumează aproape toate informațiile cuprinse în normele și normativele în vigoare conexe, legate de proiectarea structurile în cadre din beton.

Pentru ușurința utilizări sale, cu respectarea rigorilor privind conținutul cadru al unui îndrumător de proiectare, s-au parcurs toate calculele pe o structură cu regim de înălțime D+P+9E+Eth – structură propusă de autori – cu prezentarea relațiilor și a calculului numeric corespunzător, bazat pe informațiile cuprinse în numeroasele anexe atașate îndrumătorului. Prin modul în care este structurată lucrarea, s-a încercat o etapizare a proiectarii cât mai apropiată de practică curentă întâlnită în birourile de proiectare.

Lucrarea cuprinde 7 capitole, la care se adaugă un număr însemnat de anexe, absolut necesare în proiectarea structurilor în cadre din beton, astfel:

În **capitolul 1** s-a stabilit tema de proiectare, s-au evaluat încărcările ce se aplică structurii şi s-a verificat regularitea structurii în plan şi elevaţie.

În cadrul **capitolul 2** s-au ales materialele structurii de rezistenţă şi s-a realizat predimensionarea elementelor structurale.

Capitolul 3 cuprinde etapele de realizarea a modelului structural conform prevederilor din Indicativul P100-1/2013.

În **capitolul 4** s-a verificat rigiditatea la forţe laterale şi flexibilitatea la torsiune a structurii.

Capitolul 5 este cel mai amplu din întreaga lucrare şi cuprinde exemple de calcul pentru verificarea şi dimensionarea tuturor elementelor din cadrul suprastructurii (plăci, grinzi, stâlpi şi noduri). Calculele s-au efectuat manual, iar o parte din acestea s-au exemplificat şi cu ajutorul unor programe automate de calcul.

În **capitolul 6** s-au verificat presiunile pe terenul de fundare şi s-a realizat dimensionarea infrastructurii.

În cadrul **capitolul 7** s-a realizat dimensionarea lungimilor de ancoraj şi de suprapunere a armăturilor.

În cadrul **anexelor** sunt cuprinse: extrase din prevederile tehnice utilizate la proiectarea structurilor în cadre din beton armat, tabele cu caracteristicile de rezistenţă ale betonului şi armăturilor pentru beton armat, tabele cu arii de armătură pentru bare şi plase sudate, tabele cu eforturi axiale maxime în stâlpi, tabele cu lungimi de suprapunere pentru stâlpi şi lungimi de ancoraj pentru plăci şi grinzi, tabele cu greutăţi specifice pentru materialele uzuale utilizate în proiectarea curentă, conversii ale unităţilor de măsură uzuale utilizate în practica curentă şi calculul caracteristicilor secţionale ale secţiunilor uzuale utilizate în proiectarea structurilor din beton armat.

În cadrul lucrării au fost utilizate softurile de calcul automat ETABS, SAFE, CSiCOL şi AxisVM X6. Autorii adresează mulţumiri societăţii MOLDPROIECT A.S.D. S.R.L. pentru faptul ca a pus la dispoziţia programul de calcul ETABS necesar pentru realizarea modelului de calcul.

Programele de calcul SAFE, CSiCol şi AxisVM X6 utilizate în cadrul prezentei lucrări sunt achiziţionate de către BOG DESIGN & BUILD S.R.L., societate la care autorul este administrator.

Suntem convinși că informațiile prezentate în prezenta lucrare, sunt utile, în primul rând inginerilor proiectanți de structuri, mai ales celor începători în ale proiectării, dar și viitorilor specialiști în construcții, acualii studenți constructori.

Posibilitatea elaborării unei asemenea lucrări a fost facilitată de pregătirea de specialitate primită în cadrul Facultății de Construcții și Instalații din Iași și de experiența în proiectare și execuție acumulată pe parcursul mai multor ani prin realizarea unor lucrări de complexitate ridicată.

Convins fiind de posibilitatea perfecționării oricărui demers publicistic, mai ales a celui concretizat într-o lucrare de acest gen, vom recepționa favorabil orice sugestie constructivă din partea specialiștilor în construcții, bogdesignsv@gmail.com, menită să adauge un plus de valoare îndrumătorului.

Suceava, 2023

Autorii

CUPRINS

CAPITOLUL 1: STABILIREA TEMEI DE PROIECTARE 1

1.1 DESCRIEREA CLĂDIRII 1

1.1.1 Date generale 1

1.2 STABILIREA CLASEI DE IMPORTANȚĂ ȘI EXPUNERE A CLĂDIRII 7

1.3 DATE DESPRE AMPLASAMENT 7

1.3.1 Încadrarea clădirii în zona seismică conform P 100-1 7

1.3.2 Încadrarea construcției din punct de vedere al acțiunii zăpazii conform CR 1-1-3/2012 8

1.3.3 Date privind terenul conform studiului geotehnic 9

1.4 EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR GRAVITAȚIONALE 9

1.4.1 Încărcări permanente 12

1.4.2 Încărcări variabile din exploatare (utile) conform SR EN 1991-1-1/NA 16

1.4.3 Încărcări variabile din zăpadă pe acoperiș conform CR 1-1-3/2012 18

1.5 EVALUAREA REGULARITĂȚII STRUCTURALE ȘI DETERMINAREA FACTORULUI DE COMPORTARE PENTRU ACȚIUNEA SEISMICĂ 21

CAPITOLUL 2: PREDIMENSIONAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE 24

2.1 ALEGEREA MATERIALELOR ȘI DETERMINAREA REZISTENȚELOR DE CALCUL 24

2.1.1 Armături 24

2.1.2 Beton 25

2.2 PREDIMENSIONAREA GRINZILOR 26

2.3 PREDIMENSIONAREA PLĂCII 28

2.4 PREDIMENSIONAREA STÂLPILOR 30

2.5 PREDIMENSIONAREA PEREȚILOR DIN BETON ARMAT 37

2.6 PREDIMENSIONAREA RADIERULUI 38

CAPITOLUL 3: MODELAREA STRUCTURII ÎN PROGRAMUL DE CALCUL STRUCTURAL ETABS 39

3.1 ALCĂTUIREA MODELULUI DE CALCUL 39

CAPITOLUL 4: VERIFICAREA RIGIDITĂȚII LA FORȚE LATERALE 51

4.1 DETERMINAREA METODEI DE CALCUL STRUCTURAL 51

4.2 VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA STAREA LIMITĂ DE SERVICIU 52

4.3 CALCULUL PERIOADEI DE VIBRAȚIE A STRUCTURII 57

4.4 VERIFICAREA DEFORMAȚIILOR LATERALE LA STAREA LIMITĂ ULTIMĂ 62

4.5 VERIFICAREA SENSIBILITĂȚII NIVELURILOR (EFECTELE DE ORDIN II) 64

4.6 CALCULUL FORȚEI TĂIETOARE DE BAZĂ 66

4.6.1 Calculul manual al forței tăietoare de bază prin metoda forțelor laterale statice echivalente pentru modul fundamental de vibrație 66
4.6.2 Calculul forței tăietoare de bază prin motoda forțelor laterale statice echivalente utilizând programul ETABS 71
4.6.3 Calculul forței tăietoare de bază cu programul ETABS prin metoda de calcul modal cu spectre de răspuns 73
4.6.4 Verificarea condițiilor din P 100-1 şi concluzii privind valorile forțelor tăietoare de bază obţinute prin diferite metode de calcul 73
4.6.5 Distribuția forțelor seismice orizontale pe niveluri 74
4.7 VERIFICAREA FLEXIBILITĂȚII STRUCTURII LA TORSIUNE 78
4.7.1 Verificarea flexibilității la torsiune la nivelul parterului 79
4.7.2 Verificarea flexibilității la torsiune a structurii utilizând programul ETABS 82

CAPITOLUL 5: CALCULUL EFORTURILOR ŞI DIMENSIONAREA ELEMENTELOR SUPRASTRUCTURII 83

5.1 CALIBRARE MODELULUI DE CALCUL PENTRU EXTRAGEREA EFORTURILOR DE DIMENSIONARE 83
5.1.1 Rigiditatea elementelor şi aria secţiunilor transversale 83
5.1.2 Deformabilitatea terenului de fundare 87
5.1.3 Verificarea caracteristicilor dinamice ale structurii ținând cont de deformabilitatea infrastructurii şi a terenului de fundare 90
5.2 GRUPĂRI (COMBINAŢII) DE ÎNCĂRCĂRI 91
5.2.1 Combinarea acţiunilor pentru stări limită ultime (fără oboseală) (STR/GEO) 92
5.2.2 Combinarea încărcărilor pentru stări limită de serviciu (SLS) 95
5.2.3 Centralizarea combinaţiilor de încărcări 97
5.3 DIMENSIONAREA PLĂCILOR ETAJELOR CURENTE (P÷E9) 98
5.3.1 Calculul stratului de acoperire cu beton 101
5.3.2 Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor încovoietoare maxime 103
5.3.3 Dimensionarea la starea limită ultimă 107
5.3.3.a Dimensionarea la moment încovoietor 107
5.3.3.a.1 Predimensionara ariilor de armătură de la partea superioară şi inferioară utilizând abordarea simplificată de calcul 108
5.3.3.a.2 Dimensionarea armăturii de la partea superioară – de pe reazem 108
5.3.3.a.3 Dimensionarea armăturii de la partea inferioară – în câmp 110
5.3.3.b Dimensionarea la forţă tăietoare 111
5.3.4 Dimensionarea la stare limită de exploatare 114
5.3.4.a Limitarea eforturilor în beton şi armătură 114
5.3.4.b Verificarea deschiderii fisurilor 118
5.3.4.b.1 Calculul ariei de armătură minime 119
5.3.4.b.2 Controlul deschiderii fisurii fără calcul direct 120
5.3.4.b.3 Controlul deschiderii fisurilor prin calcul direct – partea superioară (pe reazem) 122
5.3.4.b.4 Controlul deschiderii fisurilor prin calcul direct – partea inferioară (în câmp) 124
5.3.4.b.5 Controlul fisurii utizând programe de calcul automat 126
5.3.4.c Verificarea deformaţiilor (săgeţii) 127
5.3.4.c.1 Controlul deformaţiilor fără calcul direct 127

5.3.4.c.2 Calculul deformaţiilor sub efectul cumulat al încărcării şi contracţiei prin metoda de calcul direct simplificat 130
5.3.5 Verificarea îndeplinirii condiţiei de diafragmă orizontală rigidă 132
5.4 DIMENSIONREA GRINZILOR DUBLU ARMATE 134
5.4.1 Calculul stratului de acoperire cu beton 138
5.4.2 Dimensionarea la stare limită ultimă 140
5.4.2.a Dimensionarea armăturilor longitudinale 140
5.4.2.a.1 Determinarea momentelor încovoietoare de calcul 140
5.4.2.a.2 Predimensionarea ariilor de armătură longitudinală de la partea superioară şi inferioară utilizând abordarea simplificată de calcul 143
5.4.2.a.3 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea superioară – pe reazem 143
5.4.2.a.4 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea inferioară – pe reazem 146
5.4.2.a.5 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea superioară – în câmp 148
5.4.2.a.6 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea inferioară – în câmp 149
5.4.2.b Dimensionarea armăturilor transversale 151
5.4.2.b.1 Dimensionarea armăturii transversale în zonele critice (zona de reazem) 151
5.4.2.b.1.1 Determinarea forţei tăietoare de calcul 151
5.4.2.b.1.2 Dimensionarea secţiunii la forţă tăietoare 154
5.4.2.b.2 Dimensionarea armăturii transversale între zonele critice (zona din câmp) 157
5.4.2.b.2.1 Determinarea forţei tăietoare de calcul 157
5.4.2.b.2.2 Dimensionarea secţiunii la forţă tăietoare 158
5.4.2.c Dimensionarea la moment de torsiune (armatură transversală şi longitudinală) 160
5.4.2.c.1 Grindă cu secţiune dreptunghiulară 160
5.4.2.d Prezentarea armăturii longitudinale propuse şi a momentelor capabile rezultate pentru toată grinda analizată 164
5.4.2.e Dimensionarea grinzii utilizând programe avansate de calcul 167
5.4.2.e.1 Dimensionarea utilizând programul ETABS 167
5.4.3 Verificarea asigurării cerinţelor de ductilitate locală 168
5.4.3.a Grinda peste parter din axul 3 168
5.5 DIMENSIONAREA STÂLPILOR 171
5.5.1 Calculul stratului de acoperire cu beton 172
5.5.2 Dimensionarea la stare limită ultimă 174
5.5.2.a Dimensionarea armăturilor longitudinale prin calcul manual 174
5.5.2.a.1 Determinarea momentelor încovoietoare de calcul 174
5.5.2.a.2 Dimensionarea armăturilor longitudinale 175
5.5.2.b Dimensionarea armăturii longitudinale utilizând programul ETABS 177
5.5.2.c Dimensionarea armăturii longitudinale utilizând programul CSiCol v.11 179
5.5.2.d Concluzii privind dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpilor 184
5.5.2.e Dimensionarea armăturilor transversale 184
5.5.2.e.1 Determinarea forţei tăietoare de calcul 184
5.5.2.e.1.1 Stâlp parter 185
5.5.2.e.1.2 Stâlp etaj 186
5.5.2.e.2 Calculul armăturilor transversale în zonele critice 187
5.5.2.e.2.1 Stâlp parter 188
5.5.2.e.2.2 Stâlp etaj 191

5.5.2.e.3 Calculul armăturilor transversale între zonele critice 194
5.5.2.e.3.1 Stâlp parter 194
5.5.2.e Verificarea ductilității elementului la starea limită ultimă 196
5.5.2.e Verificarea asigurării cerințelor de ductilitate locală a stâlpului de la parter ax B/3 ... 197
5.6 VERIFICAREA MECANISMULUI DE FORMARE A ARTICULAȚIILOR PLASTICE 201
5.7 VERIFICAREA NODURILOR 203
5.7.1 Calculul forței tăietoare de proiectare orizontală în nod 203
5.7.2 Verificarea la forță tăietoare orizontală 204
5.7.3 Verificarea armăturii transversale 205
5.7.4 Verificarea armăturii longitudinale 208
5.7.5 Verificarea diametrului maxim al armăturii longitudinale care trec prin nod 209

CAPITOLUL 6: CALCULUL INFRASTRUCTURII 210

6.1 CALCULUL ACȚIUNII SEISMICE APLICATE INFRASTRUCTURII 210
6.2 VERIFICAREA LA STARE LIMITĂ DE SERVICIU A TERENULUI DE FUNDARE 215
6.3 VERIFICAREA LA STARE LIMITĂ DE ULTIMĂ A TERENULUI DE FUNDARE 217
6.3.1 Verificarea capacității portante a terenului de fundare conform NP 112-2014: 217
6.3.2 Determinarea presiunilor pe teren utilizând programul ETABS 218
6.4 CALCULUL PEREȚILOR DIN BETON ARMAT 220
6.4.1 Calculul pereților din beton armat cu programul ETABS 220
6.4.1.a Verificarea pereților din beton armat – varianta 1 de dispunere a pereților 223
6.4.1.b Verificarea pereților din beton armat – varianta 2 de dispunere a pereților 228
6.5 CALCULUL PLANȘEULUI PESTE PARTER 230
6.6 DIMENSIONAREA RADIERULUI 231
6.6.1 Dimensionarea la stare limită ultimă 231
6.6.1.a Dimensionarea la moment încovoietor 231
6.6.1.b Dimensionarea la moment încovoietor utilizând programul ETABS 248
6.6.1.c Dimensionarea la forță tăietoare 251
I. Calculul elementului fără armătură transversală specifică 252
II. Calculul elementului cu armătură transversală specifică 253
6.6.1.d Dimensionarea la forță tăietoare utilizând programul de calcul ETABS 255
6.6.1.e Dimensionarea la forță tăietoare utilizând programul de calcul AXIS VM X6 255
6.6.1.f Verificarea radierului la străpungere în jurul stâlpilor 260

CAPITOLUL 7: CALCULUL LUNGIMILOR DE ANCORAJ ȘI SUPRAPUNERE 277

7.1 PLĂCI 278
7.1.1 Calculul lungimii de ancorare de referință 278
7.1.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul 278
7.1.3 Calculul lungimii de ancorare minime 278
7.1.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj 278
7.2 GRINZI SECUNDARE 279
7.2.1 Calculul lungimii de ancorare de calcul 279

7.2.2 Calculul lungimii de ancorare minime 279
7.2.3 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj 279
7.3 GRINZI PRINCIPALE – ARMARE SUPERIOARĂ 280
7.3.1 Calculul lungimii de ancorare de referință 281
7.3.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul 281
7.3.3 Calculul lungimii de ancorare minime 281
7.3.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj 281
7.3.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1 282
7.3.6 Calculul lungime cioc bară 282
7.4 GRINZI PRINCIPALE – ARMARE INFERIOARĂ 282
7.4.1 Calculul lungimii de ancorare de referință 282
7.4.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul 283
7.4.3 Calculul lungimii de ancorare minime 283
7.4.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj 283
7.4.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1 283
7.4.6 Calcul lungime cioc bară 283
7.5 STÂLPI 283
7.5.1 Calculul lungimii de ancorare de referință 284
7.5.2 Calculul lungimii de suprapunere de calcul 284
7.5.3 Calculul lungimii de suprapunere minime 284
7.5.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de suprapunere 285
7.5.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1 285

BIBLIOGRAFIE 286

ANEXA I - TABELE ŞI FIGURI CONFORM P100-1/2013 287

ANEXA II – TABELE ŞI FIGURI CONFORM CR 1-1-3/2012 290

ANEXA III – TABELE SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006 291

ANEXA IV – CARACTERISTICI ALE ARMĂTURILOR 294

ANEXA V – CARACTERISTICI ALE BETONULUI 295

ANEXA VI – DIMENSIUNILE MINIME ALE ELEMENTELOR ŞI ACOPERIRILE DE BETON ALE ARMĂTURILOR ÎN FUNCŢIE DE REZISTENŢA LA FOC 298

ANEXA VII – VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURII 301

ANEXA VIII – VALORI RECOMANDATE PENTRU FACTORI DE GRUPARE (COMBINARE) A ACŢIUNILOR VARIABILE LA CLĂDIRI ŞI STRUCTURI CONFORM CR 0-2012 303

ANEXA IX – VALORILE ACOPERIRILOR MINIME CU BETON 305

ANEXA X – TABELE CU ARII DE ARMĂTURĂ 306

ANEXA XI – TABELE CU SCHEME DE ARMARE STÂLPI 309

ANEXA XII – TABELE CU EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI 314

ANEXA XIII – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI 317

ANEXA XIV – LUNGIMI DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI 321

ANEXA XV – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA SUPERIOARĂ A GRINZILOR 325

ANEXA XVI – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA INFERIOARĂ A GRINZILOR 329

ANEXA XVII – CONVERSII UNITĂȚI DE MĂSURĂ 333

ANEXA XVIII – GREUTĂȚI SPECIFICE MATERIALE UZUALE 334

ANEXA XIX – CARACTERISTICI GEOMETRICE SECȚIUNI UZUALE 336

LISTA ANEXELOR

ANEXA I – TABELE ŞI FIGURI CONFORM P100-1/2013

Tab. A.I.1 –Valori ale factorului de importanţă – expunere pentru acţiunea seismică conform *P100-1/2013*
Fig. A.I.1 – România – Zonarea valorilor de vârf ale acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g cu IMR = 225 ani şi 20% probabilitate de depăşire în 50 de ani conform *P100-1/2013*
Fig. A.I.2 – Zonarea teritorului României în termeni de perioadă de control (colţ), *Tc* a spectrului de răspuns conform *P100-1/2013*
Tab. A.I.2 – Perioadele de control (colţ) T_B, T_C, T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mişcării seismice conform *P100-1/2013*
Tab. A.I.3 – Valorile maxime ale factorului de comportare *q* pentru acţiuni seismice orizontale

ANEXA II – TABELE ŞI FIGURI CONFORM CR 1-1-3/2012

Tab. A.II.1 – Valorile factorului de importanţă – expunere pentru acţiunea zăpezii
Tab. A.II.2 – Valorile coeficientului de expunere
Fig. A.II.1 – Zonarea valorilor caracteristice ale încărcărilor din zăpadă pe sol, s_k, pentru altitudinea A≤1000 m

ANEXA III – TABELE SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006

Tab. A.III.1 – Categorii de utilizare
Tab. A.III.2 – Încărcări utile pe planşee, balcoane şi scări din clădiri

ANEXA IV – CARACTERISTICI ALE ARMĂTURILOR

Tab. A.IV.1 – Proprietăţile armăturilor pentru beton armat
Tab. A.IV.2 – Caracteristicile armăturilor flexibile
Tab. A.IV.3 – Caracteristicile armăturilor pentru plase sudate

ANEXA V – CARACTERISTICI ALE BETONULUI

Tab. A.V.1 – Caracteristici de rezistenţă şi deformare ale betonului de densitate normală
Tab. A.V.2 – Clase de expunere conform *CP 012/1-2007*

ANEXA VI – DIMENSIUNILE MINIME ALE ELEMENTELOR ŞI ACOPERIRILE DE BETON ALE ARMĂTURILOR ÎN FUNCŢIE DE REZISTENŢA LA FOC

Tab. A.VI.1 – Dimensiunile şi distanţele minime din axul armăturilor la faţa betonului pentru grinzi continue din beton armat sau precomprimat
Tab. A.VI.2 – Dimensiunile şi distanţele minime din axul armăturilor la faţa betonului pentru plăci din beton armat
Tab. A.VI.3 – Dimensiunile şi distanţele minime dintre axa armăturii şi suprafaţă pentru stâlpi de secţiune rectangulară sau cilindrică
Tab. A.VI.4 – Dimensiunile şi distanţele minime dintre axa armăturii şi suprafaţă pentru pereţi portanţi din beton armat

ANEXA VII – VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURII

Tab. A.VII.1 – Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri din beton
Tab. A.VII.2 – Valori admisibile ale deplasărilor relative de nivel pentru starea limită de serviciu

ANEXA VIII – VALORI RECOMANDATE PENTRU FACTORI DE GRUPARE (COMBINARE) A ACŢIUNILOR VARIABILE LA CLĂDIRI ŞI STRUCTURI CONFORM CR 0-2012

Tab. A.VIII.1 – Valori recomandate pentru factori de grupare (combinare) a acţiunilor variabile la clădiri şi structuri, conform *CR 0-2012*
Tab. A.VIII.2– Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru combinarea acţiunilor în verificările la stări limită ultime
Tab. A.VIII.3– Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru combinarea acţiunilor în verificările la stări limită de serviciu
Tab. A.VIII.4 – Stari limită ultime de pierdere a capacităţii de rezistenţă STR/GEO. Coeficienţi parţiali de siguranţă pentru combinarea (efectelor) acţiunilor în situaţii de proiectare persistente şi tranzitorii (gruparea fundamentală)

ANEXA IX – VALORI ACOPERIRILOR MINIME CU BETON

Tab. A.IX.1 – Acoperirea minimă $c_{min,b}$ din condiţii de aderenţă
Tab. A.IX.2 – Valori ale acoperirii minime $c_{min,dur}$ cerute de condiţia de durabilitate în cazul armăturilor pentru beton armat conform cu *EN 10080*
Tab. A. IX.3 – Clasele indicative de rezistenţă

ANEXA X – TABELE CU ARII DE ARMATURĂ

Tabelul X.1 – Aria secțiunii transversale și masa barelor din oțel-beton
Tabelul X.2 – Aria secțiunii transversale a barelor distribuite uniform pe un metru lățime de suprafață, în cm^2
Tabelul X.3 – Caracteristicile plaselor sudate tipizate de serie mare STNB

ANEXA XI – TABELE CU SCHEME DE ARMARE STÂLPI

Tabelul XI.4 – Scheme de armare longitudinala stâlpi cu laturile egale
Tabelul XI.5 – Scheme de armare transversală stâlpi cu laturile egale (parter)
Tabelul XI.6 – Scheme de armare transversală stâlpi cu laturile egale (etaj)

ANEXA XII – TABELE CU EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI

Tabelul XII.7 – Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton ($v_d = 0,45$)
Tabelul XII.8 – Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton ($v_d = 0,55$)
Tabelul XII.9 – Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton ($v_d = 0,70$)

ANEXA XIII – LUNGIMI DE ANCORAJ ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN PLĂCI

Tabelul XIII.1 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C20/25
Tabelul XIII.2 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C25/30
Tabelul XIII.3 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C30/37

Tabelul XIII.4 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C35/45
Tabelul XIII.5 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C40/50
Tabelul XIII.6 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C45/55
Tabelul XIII.7 – Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C50/60

ANEXA XIV – LUNGIMI DE SUPRAPUNERE ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI

Tabelul XIV.1 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C20/25)
Tabelul XIV.2 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C25/30)
Tabelul XIV.3 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C30/37)
Tabelul XIV.4 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C35/45)
Tabelul XIV.5 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C40/50)
Tabelul XIV.6 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C45/55)
Tabelul XIV.7 – Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C50/60)

ANEXA XV – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA SUPERIOARĂ A GRINZILOR

Tabelul XV.1 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C20/25)
Tabelul XV.2 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C25/30)
Tabelul XV.3 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C30/37)
Tabelul XV.4 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C35/45)
Tabelul XV.5 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C40/50)
Tabelul XV.6 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C45/55)
Tabelul XV.7 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C50/60)

ANEXA XVI – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA SUPERIOARĂ A GRINZILOR

Tabelul XVI.1 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C20/25)
Tabelul XVI.2 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C25/30)
Tabelul XVI.3 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C30/37)

Tabelul XVI.4 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C35/45)
Tabelul XVI.5 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C40/50)
Tabelul XVI.6 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C45/55)
Tabelul XVI.7 – Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C50/60)

ANEXA XVII – CONVERSII UNITĂŢI DE MĂSURĂ

ANEXA XVIII – GREUTĂȚI SPECIFICE MATERIALE UZUALE

ANEXA XIX – CARACTERISTICI GEOMETRICE SECȚIUNI UZUALE

LISTA FIGURILOR

CAPITOLUL 1

Fig. 1.1 – Plan subsol
Fig. 1.2 – Plan parter
Fig. 1.3 – Plan etaje curente
Fig. 1.4 – Plan terasă circulabilă
Fig. 1.4 – Plan terasă necirculabilă
Fig. 1.6 – Demisol - Delimitare zone în funcție de încărcări
Fig. 1.7 – Parter - Delimitare zone în funcție de încărcări
Fig. 1.8 – Etaj 1→ Etaj 9 - Delimitare zone în funcție de încărcări
Fig. 1.9 – Terasă circulabilă - Delimitare zone în funcție de încărcări
Fig. 1.10 – Terasă necirculabilă - Delimitare zone în funcție de încărcări
Fig. 1.11 – Distribuția coeficientului de formă pentru încărcări din zăpadă pe acoperișuri cu o singură pantă
Fig. 1.12 – Coeficient de formă pentru încărcarea din aglomerare excepțională de zăpadă pe acoperișuri cu parapet

CAPITOLUL 2

Fig. 2.1 – Suprafețele de placă ce descarcă pe stâlpi

CAPITOLUL 3

Fig. 3.1 – Reprezentarea spațială a structurii modelată în programul de calcul *ETABS*
Fig. 3.2 – Reprezentarea în plan a radierului
Fig. 3.3 – Reprezentarea în plan a parterului
Fig. 3.4 – Reprezentarea în plan a etajului curent
Fig. 3.5 – Reprezentarea în plan a terasei circulabile
Fig. 3.6 – Reprezentarea în plan a terasei necirculabile
Fig. 3.7 – Reprezentarea elevației cadru transversal și longitudinal
Fig. 3.8 – Reprezentarea eforturilor în plăci în funcție de tipul de modelare ales
Fig. 3.9 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile care reazemă pe stâlpi
Fig. 3.10 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare marginale
Fig. 3.11 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare centrale
Fig. 3.12 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare centrale
Fig. 3.13 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale interioare marginale
Fig. 3.14 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale interioare centrale
Fig. 3.15 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale exterioare marginale
Fig. 3.16 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transverale exterioare centrale
Fig. 3.17 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transverale interioare marginale
Fig. 3.18 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale interioare centrale
Fig. 3.19 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale și transversale
Fig. 3.20 – Suprafața de placă considerată în calcul pe baza lățimii efective b_{eff}
Fig. 3.21 – Volumul de placă care se suprapune cu aripile grinzii cu secțiune *T*

CAPITOLUL 4

Fig. 4.1 – Deplasări d_e maxime de nivel pe direcția X (albastru) și Y (roșu)
Fig. 4.2 – Valorile maxime ale drifttului de nivel pe direcţia X (albastru) și Y (roșu)

Fig. 4.3 – Modul 1 de vibrație – translație pe direcția X
Fig. 4.4 – Modul 2 de vibrație – translație pe direcția Y
Fig. 4.5 – Modul 3 de vibrație – torsiune
Fig. 4.6 – Distribuția maselor în structură
Fig. 4.7 – Meniu pentru definirea seismului lateral
Fig. 4.8 – Definirea seismului lateral pe direcția X cu excentricitate pozitivă
Fig. 4.9 – Distribuția forțelor seismice de nivel pe înălțimea clădirii
Fig. 4.10 – Forța tăietoare a fiecărui nivel
Fig. 4.11 – Forța tăietoare a fiecărui nivel obținută din programul *ETABS*
Fig. 4.12 – Deplasările extremităţilor planşeului
Fig. 4.13 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului $d_1 = 4{,}625$ mm (axul A)
Fig. 4.14 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului $d_1 = 4{,}625$ mm (axul F)
Fig. 4.15 – Deplăsarea minimă la nivelul planşeului $d_2 = 4{,}073$ mm
Fig. 4.16 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului $d_1 = 4{,}18$ mm (axul 4)
Fig. 4.17 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului $d_1 = 4{,}171$ mm (axul F)
Fig. 4.18 – Deplasarea minimă la nivelul planşeului $d_2 = 3{,}931$ mm

CAPITOLUL 5

Fig. 5.1 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii stâlpilor
Fig. 5.2 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii grinzilor
Fig. 5.3 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii plăcilor
Fig. 5.4 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii radierului
Fig. 5.5 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii pereţilor
Fig. 5.6 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii grinzilor de cuplare
Fig. 5.6 – Modul de aplicare al forţelor seismice
Fig. 5.7 – Schemă de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea superioară
Fig. 5.8 – Schemă de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea inferioară
Fig. 5.9 – Stratul de acoperire cu beton
Fig. 5.10 – Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme)
Fig. 5.11 – Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor maxime pozitive (în câmp)
Fig. 5.12 – Schema de încărcare 1: încărcarea distribuită uniform pe toată suprafaţa plăcii
Fig. 5.13 – Schemă de încărcare 2: pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme) la etajele curente – Ax 3 şi E
Fig. 5.14 – Schema de încărcare 3: pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme) la etajele curente – Ax 4
Fig. 5.15 – Scheme de încărcare 4: pentru obţinerea momentelor maxime pozitive (în câmp) la etajele curente
Fig. 5.16 – Diagrama de moment încovoietor după direcţia X (M11)
Fig. 5.17 – Diagrama de moment încovoietor după direcţia Y (M22)
Fig. 5.18 – Forţa tăietoare maximă
Fig. 5.19 – Diagrama de forţă tăietoare în placă (V13)
Fig. 5.20 – Diagrama de forţă tăietoare în placă (V23)
Fig. 5.21 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)
Fig. 5.22 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)
Fig. 5.23 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)
Fig. 5.24 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S22 (Bottom face)
Fig. 5.25 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)
Fig. 5.26 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S22 (Top face)
Fig. 5.27 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)
Fig. 5.28 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)

Fig. 5.29 – Diagrama de fisuri (Bottom face) - $w_{k,max} = 0,10$ *mm*
Fig. 5.30 – Diagrama de fisuri (Top face) – $w_{k,max} = 0,12$ *mm*
Fig. 5.31 – Exemplificarea coeficienţilor din *tabelul 5.23*
Fig. 5.32 – Determinarea momentului static (S) în funcţie de forma diagramei de moment încovoietor
Fig. 5.33 – Forţe tăietoare în planul plăcii – seism aplicat pe direcţia Y
Fig. 5.34 – Forţe tăietoare în planul plăcii – seism aplicat pe direcţia X
Fig. 5.35 – Schema de calcul pentru secţiuni dreptunghiulară dublu armate
Fig. 5.36 – Schema de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea superioară
Fig. 5.37 – Schema de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea inferioară
Fig. 5.38 – Stratul de acoperire cu beton
Fig. 5.39 – Localizare grindă analizată – grinda ax 3 peste parter
Fig. 5.40 – Diagrama de momente încovoietoare ax 3-3 şi eforturi de calcul M_{Ed} înfăşurătoare GF+GS
Fig. 5.41 – Momente încovoietoare maxime din gruparea fundamentală [GF]
Fig. 5.42 – Momente încovoietoare maxime din gruparea seismică [GS]
Fig. 5.43 – Momentele încovoietoare capabile şi suprarezistenţele grinzii calculate
Fig. 5.44 – Forţele tăietoare din grindă – înfăşurătoare
Fig. 5.45 – Forţele tăietoare în grindă produse de încărcările gravitaţionale din combinaţia seismică de proiectare *(P+0,3U+0,4Z)*
Fig. 5.46 – Notaţii pentru forţa tăietoare minimă şi maximă
Fig. 5.47 – Notaţii pentru momentele încovoietoare capabile
Fig. 5.48 – Model de grinda cu zabrele şi notaţiile elementelor cu armături pentru forţă tăietoare
Fig. 5.49 – Valorile maxime ale forţei tăietoare din gruparea fundamentală [GF] şi gruparea specială [GS] pentru poziţia de la graniţa cu zona critică din partea stângă
Fig. 5.50 – Valorile maxime ale forţei tăietoare din gruparea fundamentală [GF] şi gruparea specială [GS] pentru poziţia de la graniţa cu zona critică din partea dreaptâ
Fig. 5.51 – Momentele de torsiune din grinda analizată
Fig. 5.52 – Dimensiunile secţiuni pentru dimensionarea la torsiune pentru secţiune de tip dreptunghiulară
Fig. 5.53 – Armatura longitudinală de la partea inferioară şi superioară
Fig. 5.54 – Armatura transversală pe ml de grindă conform *ETABS*
Fig. 5.55 – Schema de calcul pentru stâlpi cu secţiune dreptunghiulară/pătrată
Fig. 5.56 – Stratul de acoperire cu beton
Fig. 5.57 – Schema de armare longitudinală a stâlpului
Fig. 5.58 – Capacitatea maximă a elementului
Fig. 5.59 – Suprafaţa comprimată şi înălţimea maximă a zonei comprimate
Fig. 5.60 – Starea de eforturi în armături şi valoarea tensiunii
Fig. 5.61 – Curba de interacţiune pentru combinaţia care produce efortul maxim
Fig. 5.62 – Suprafeţe de intereacţiune
Fig. 5.63 – Breviar de calcul pentru stâlpul analizat
Fig. 5.64 – Momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor şi grinzilor
Fig. 5.65 – Armare transversală în zona critică
Fig. 5.66 – Armare transversală zonă critică stâlp etaj 1
Fig. 5.67 – Rotirea corzii
Fig. 5.68 – Dispunere armături longitudinale şi transversale
Fig. 5.69 – Distanţa dintre armăturile longitudinale
Fig. 5.70 – Schema de verificare mecanism de formare articulaţii plastice stâlpi marginali
Fig. 5.71 – Schemă de verificare mecanism de formare articulaţii plastice stâlpi centrali
Fig. 5.72 – Momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor şi grinzilor în nodurile analizate
Fig. 5.73 – Semnificaţii notaţii utilizate

Fig. 5.74 – Schemă armare nod
Fig. 5.75 – Schemă armare nod
CAPITOLUL 6

Fig. 6.1 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită de serviciu (SLS caracteristică)
Fig. 6.2 – Harta tasările absolute ale fundației la stare limită de serviciu (SLS caracteristică)
Fig. 6.3 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinatia seismică [GS] – seism aplicat pe direcția
Fig. 6.4 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația seismică [GS] – seism aplicat pe direcția Y
Fig. 6.5 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația seismică [GS] – seism aplicat pe direcția X și 30% pe direcția Y
Fig. 6.6 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația fundamentală [GF]
Fig. 6.7 – Atribuire *pier* pe elemente de suprafață
Fig. 6.8 – Atribuire *pier* pe elemente liniare verticale (stâlpi)
Fig. 6.9 – Armare perete demisol ax C
Fig. 6.10 – Atribuire secţiune creată la secţiunea peretelui
Fig. 6.11 – Plan dispunere stâlpi şi pereţi din beton armat
Fig. 6.12 – Eficienţa perete la moment încovoietor
Fig. 6.13 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete
Fig. 6.14 – Eficienţă perete la moment încovoietor
Fig. 6.15 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete
Fig. 6.16 – Eficienţa perete la moment încovoietor
Fig. 6.17 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete
Fig. 6.18 – Eficienţa perete la moment încovoietor
Fig. 6.19 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete
Fig. 6.20 – Plan dispunere stâlpi şi pereţi din beton armat
Fig. 6.21 – Armare perete demisol ax C-D/2-3
Fig. 6.22 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -225 kNm
Fig. 6.23 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -300 kNm
Fig. 6.24 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -225 kNm
Fig. 6.25 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -350 kNm
Fig. 6.26 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1400 kNm
Fig. 6.27 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – Mmax = 1300 kNm
Fig. 6.28 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1150 kNm
Fig. 6.29 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1100 kNm
Fig. 6.30 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -230 kNm
Fig. 6.31 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -350 kNm
Fig. 6.32 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -260 kNm
Fig. 6.33 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -415 kNm
Fig. 6.34 – ETABS – Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1650 kNm
Fig. 6.35 – ETABS – Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1750 kNm
Fig. 6.36 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1400 kNm
Fig. 6.37 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1450 kNm
Fig. 6.38 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -230 kNm
Fig. 6.39 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -355 kNm
Fig. 6.40 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -195 kNm
Fig. 6.41 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -255 kNm
Fig. 6.42 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -250 kNm
Fig. 6.43 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -360 kNm
Fig. 6.44 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1200 kNm

Fig. 6.45 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1100 kN
Fig. 6.46 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1200 kNm
Fig. 6.47 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1400 kNm
Fig. 6.48 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1900 kNm
Fig. 6.49 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1850 kNm
Fig. 6.50 – Diferenţa de armătură la partea superioară – direcţia 1
Fig. 6.51 – Diferenţa de armătură la partea superioară – direcţia 2
Fig. 6.52 – Diferenţa de armatură la partea inferioară – direcţia 1
Fig. 6.53 – Diferenţa de armătură la partea inferioară – direcţia 2
Fig. 6.54 – Secţiuni *(stripuri)* prin radier
Fig. 6.55 – Diagrama de forţă tăietoare în radier – $V_{Ed,\,max}$ = 600 kN
Fig. 6.56 – Necesar de armătură transversală pentru preluarea forţei tăietoare
Fig. 6.57 – Element analizat - radier
Fig. 6.58 – Diagrama de eforturi $v_{Ed,max}$
Fig. 6.59 – Detaliu A – diagrama de eforturi $v_{Ed,max}$
Fig. 6.60 – Diagrama de eforturi $v_{Rd,max}$
Fig. 6.61 – Diagrama de forţă tăietoare capabilă fără armături transversale $v_{Rd,c}$
Fig. 6.62 – Zonele care necesită armatură transversală $v_{Ed} - v_{Rd,c}$
Fig. 6.63 – Zonele care necesită armatură transversală $v_{Ed} - v_{Rd,c}$
Fig. 6.64 – Raportul între $v_{Ed}/v_{Rd,max}$
Fig. 6.65 – Detaliu B – raport $v_{Ed}/v_{Rd,max}$
Fig. 6.66 – Necesar de armătură pentru preluarea forţei tăietoare
Fig. 6.67 – Zona verificată
Fig. 6.68 – Caracteristici geometrice ale perimetrului de control u_1
Fig. 6.69 – Prevederi referitoare la dispunerea armăturilor transversale de tip etrier sau gujon
Fig. 6.70 – Prevederi referitoare la dispunerea armăturilor transversale de tip bare înclinate
Fig. 6.71 – Repartiția eforturilor de forfecare datorită unui moment neechilibrat la joncțiunea între o dală și un stâlp interior
Fig. 6.72 – Valori recomandate pentru β
Fig. 6.73 – Armături luate în calcul pentru determinarea procentului de armare
Fig. 6.74 – Dispunerea perimetrelor și gujoanolor la toți stâlpii
Fig. 6.75 – Perimetre de calcul și dispunere gujoan

CAPITOLUL 7

Fig. 7.1 – Prezentare condiţii de aderenţă
Fig. 7.2 – Prezentare condiții de aderență placă etaj curent
Fig. 7.3 – Prezentare condiții de aderență pentru armatura de la partea superioară a grinzilor secundare
Fig. 7.4 – Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor şi stâlpilor (DCH)
Fig. 7.5 – Ancorarea armăturilor de la partea inferioară în situaţia în care zona critică se formează la faţa nodului sub acţiunea momentelor pozitive
Fig. 7.6 – Prezentare condiții de aderență pentru armatura de la partea superioară a grinzilor principale
Fig. 7.7 – Prezentare condiții de aderență pentru armatura de la partea inferioară a grinzilor principale

LISTA TABELELOR

CAPITOLUL 1

Tab. 1.1 – Stratificația terenului de fundare conform forajul F1
Tab. 1.2 – Valoarea caracteristică a încărcări din pământ pe consola radierului – ZONA A
Tab. 1.3 – Valoarea caracteristică a încărcări din pardoseala de peste radier – ZONA B și C
Tab. 1.4 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii de la parter (pardoseală rece) – ZONA D, E și F
Tab. 1.5 –Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare (pardoseală caldă) – ZONA G
Tab. 1.6 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare (pardoseală rece) – ZONA H, I, L și M
Tab. 1.7 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare – ZONA J
Tab. 1.8 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a stratificației terasei circulabile – ZONA K
Tab. 1.9 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a stratificației terasei necirculabile – ZONA N
Tab. 1.10 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea peretelui cortină
Tab. 1.11 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea balustradei
Tab. 1.12 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea pereților din zidărie GV
Tab. 1.13 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea aticului de peste terasa circulabilă
Tab. 1.14 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea aticului de peste terasa necirculabilă
Tab. 1.15 – Valoarea caracteristică a încărcări utile pentru fiecare zonă
Tab. 1.16 – Valorile coeficienților de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperișurile cu o singură pantă, cu două pante și pe acoperișuri cu mai multe deschideri
Tab. 1.17 – Evaluarea regularității în plan a structurii
Tab. 1.18 – Evaluarea regularitatii pe verticală (elevație) a structurii

CAPITOLUL 2

Tab. 2.1 – Predimensionarea secțiunii transversale a riglelor (grinzilor) de cadru de pe direcția transversală
Tab. 2.2 – Predimensionarea secțiunii transversale a riglelor (grinzilor) de cadru de pe direcția longitudinală
Tab. 2.3 – Predimensionarea grosimii plăciilor din beton armat pentru plașeele curente
Tab. 2.4 – Calculul suprafețelor aferente fiecarui tip de stâlp
Tab. 2.5 – Calculul forței axiale aferente stâlpilor marginali transversali și marginali longitudinali
Tab. 2.6 – Calculul forței axiale aferente stâlpilor de colț și interiori
Tab. 2.7 – Predimensionare stâlpi marginali transversali și stâlpi marginali longitudinali
Tab. 2.8 – Predimensionare stâlpi de colț și stâlpi interiori

CAPITOLUL 3

Tab. 4.1 – Simplificari de calcul maxime admise
Tab. 4.2 – Verificare deplasări laterale şi drift la SLS pe direcţia X
Tab. 4.3 – Verificare deplasări laterale şi drift la SLS pe direcţia Y
Tab. 4.4 – Verificare deplasări laterale şi drift la SLS pe direcţia X
Tab. 4.5 – Verificare deplasări laterale şi drift la SLS pe direcţia Y
Tab. 4.6 – Valori orientative aşteptate ale perioadei de vibraţie
Tab. 4.7 – Perioade proprii de vibraţii ale structurii
Tab. 4.8 – Verificare deformaţii laterale şi drift la SLU pe direcţia X
Tab. 4.9 – Verificare deformaţii laterale şi a drift la SLU pe direcţia Y
Tab. 4.10 – Sensibilitatea nivelurilor pe direcţia X
Tab. 4.11 – Sensibilitatea nivelurilor pe direcţia Y
Tab. 4.12 – Perioade de vibraţii ale structurii
Tab. 4.13 – Calculul greutăţii structurii
Tab. 4.14 – Valoarea forţei seismice pe direcţia X (excentricitate pozitivă)
Tab. 4.15 – Valoarea forţei seismice pe direcţia X (excentricitate negativă)
Tab. 4.16 – Valoarea forţei seismice pe direcţia Y (excentricitate pozitivă)
Tab. 4.17 – Valoarea forţei seismice pe direcţia Y (excentricitate negativă)
Tab. 4.18 – Valoarea forţei seismice pe direcţia X
Tab. 4.19 – Valoarea forţei seismice pe direcţia Y
Tab. 4.20 – Centralizator forţe tăietoare de bază
Tab. 4.21 – Calculul forţelor seismice de nivel
Tab. 4.22 – Sensibilitatea la torsiune pe direcţia Y
Tab. 4.23 – Sensibilitatea la torsiune pe direcţia X

CAPITOLUL 5

Tab. 5.1 – Rigidităţi şi coeficienţi de reducere a rigidităţii elementelor de beton armat utilizaţi pentru dimensionare
Tab. 5.2 – Stratificaţia terenului de fundare şi parametrii de calcul pentru determinarea tasărilor conform *forajul F1*
Tab. 5.3 – Valori calculate ale rigidităţii terenului de fundare
Tab. 5.4 – Factori de participare modală şi perioade proprii ale structurii pe mediu elastic cu modul de elasticitate al structurii neredus
Tab. 5.5 – Factori de participare modală şi perioade proprii ale structurii pe mediu elastic cu rigiditatea structurii redusă conform *tabelului 5.1*
Tab. 5.6 – Gruparea fundamentală de încărcări – GF1
Tab. 5.7 – Gruparea fundamentală de încărcări – GF2
Tab. 5.8 – Gruparea seismică de încărcări – GS
Tab. 5.9 – Combinaţii de acţiuni dacă se utilizează metoda de calcul cu spectre de răspuns
Tab. 5.10 – Combinaţii de încărcari necesare dacă se utilizează metoda de calcul cu forţe laterale statice echivalente
Tab. 5.11 – Combinaţia caracteristică de încărcări
Tab. 5.12 – Combinaţia frecventă de încărcări (Spaţiu comercial – planşeu peste
Tab. 5.13 – Combinaţia frecventă de încărcări (Birouri – Niveluri curente)
Tab. 5.14 – Combinaţia frecventă de încărcări (Acoperiş – Planşeu peste ultimul nivel)
Tab. 5.15 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Spaţiu comercial – planşeu peste subsol)
Tab. 5.16 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Birouri – Niveluri curente)
Tab. 5.17 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Acoperiş – Planşeu peste ultimul nivel)
Tab. 5.18 – Centralizator combinaţii de încărcări

Tab. 5.19 – Valori coeficientilor ζ_{lim} și μ_{lim} în funcție de clasa betonului pentru oțel *S500*
Tab. 5.20 – Valori maxime ale deshiderii fisurilor recomandate
Tab. 5.21 – Diametrul maxim al barelor pentru controlul fisurilor
Tab. 5.22 – Diametrul maxim al barelor pentru controlul fisurilor
Tab. 5.23 – Valori de bază ale raportului deschidere/înălţime utilă pentru elemente de beton armat, în absenţa efortului normal de compresiune
Tab. 5.24 – Calculul suprarezistenței secțiunilor în varianta cu și fără redistribuire
Tab. 5.25 – Momente încovoietoare pe direcția Y
Tab. 5.26 – Momente încovoietoare pe direcția Z
Tab. 5.27 – Valori ale coeficientului α_n
Tab. 5.28 – Valorile eforturilor și eficiența secțiunii
Tab. 5.29 – Valorile momentelor încovoietoare capabile
Tab. 5.30 – Valorile eforturilor și eficiența secțiunii
Tab. 5.31 – Valorile momentelor încovoietoare capabile
Tab. 5.32 – Eficiența secțiunii în diferite combinații de încărcări
Tab. 5.33 – Momentele capabile și eficiențe obținute utilizând metode diferite de calcul
Tab. 5.34 – Valorile admisibile ale rotirilor, θ_u^{ULS}

CAPITOLUL 6

Tab. 6.1 – Calculul suprarezistenței sistemului
Tab. 6.2 – Eficienţe şi arii de armătură pentru peretele analizat pe medii de rezemare cu caracteristici diferite
Tab. 6.3 – Eficienţă perete la moment încovoietor
Tab. 6.4 – Necesar de armatură transversală pe ml de perete
Tab. 6.5 – Centralizator momente încovoietoare maxime în radier

CAPITOLUL 7

Tab. 7.1 – Valorile coeficientului α

CAPITOLUL 1: STABILIREA TEMEI DE PROIECTARE

1.1 DESCRIEREA CLĂDIRII

1.1.1 Date generale

Amplasamentul propus este în Municipiul București.

Destinația clădirii propuse este mixtă, cu birouri la etajele superioare și spații comerciale la parter.

Regimul de înălțime este D+P+9E+E_{th} cu înălțimea nivelului egală cu 3,00 m, clădirea având o înălțime supraterană totală de 33 m măsurată de la cota ±0.00.

Dimensiunile în plan, interax, ale clădirii sunt 27x17,5 m, iar dimensiunile de gabarit vor rezulta în funcție de dimensiunea stâlpilor.

Clădirea este prevazută cu un etaj de parcare subterană și un etaj tehnic.

Acoperișul este de tip terasă circulabilă.

Capacitate clădirii este de peste 300 persoane.

Pardoselile se vor realiza astfel:

- granit la parter, în grupurile sanitare, holuri și pe scări;
- beton elicopterizat la subsol;
- parchet în birouri;
- terasa va avea stratificație pentru terasă de tip circulabilă.

Închiderile exterioare vor fi realizate din pereți cortină. Pereții cortină se vor dimensiona de furnizor/producător în funcție de deplasările clădirii.

Compartimentările interioare se vor realiza cu structură ușoară din pereți de gips carton/pereți vitrați.

În jurul casei scării și a liftului sunt prevăzuți pereți din zidărie de cărămidă cu grosimea de 25 cm.

Rezistență la foc: 90 min

Clasa de ductilitate a construcției: DCH

Durata de utilizare proiectată: 50 ani

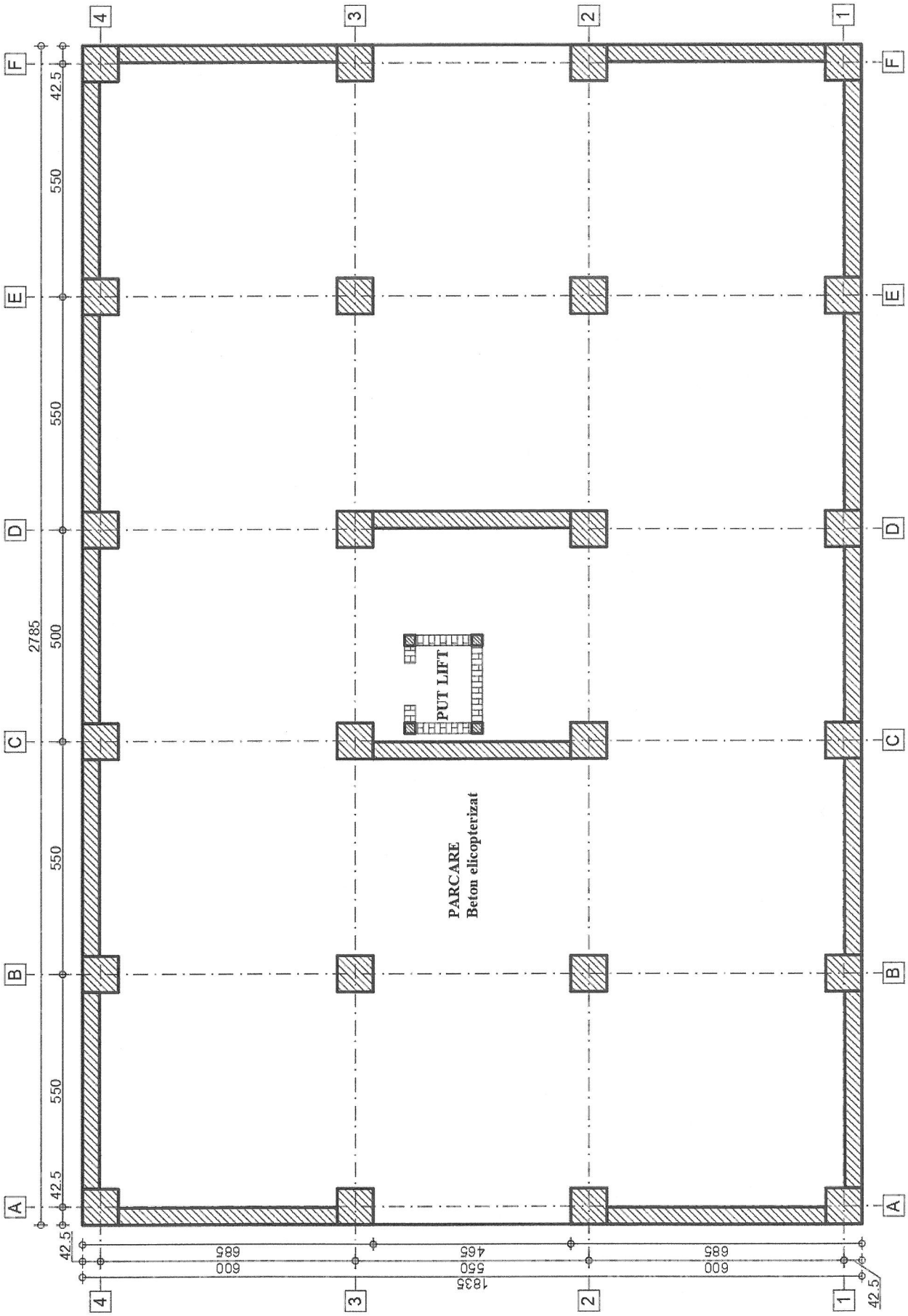


Fig. 1.1 – Plan subsol

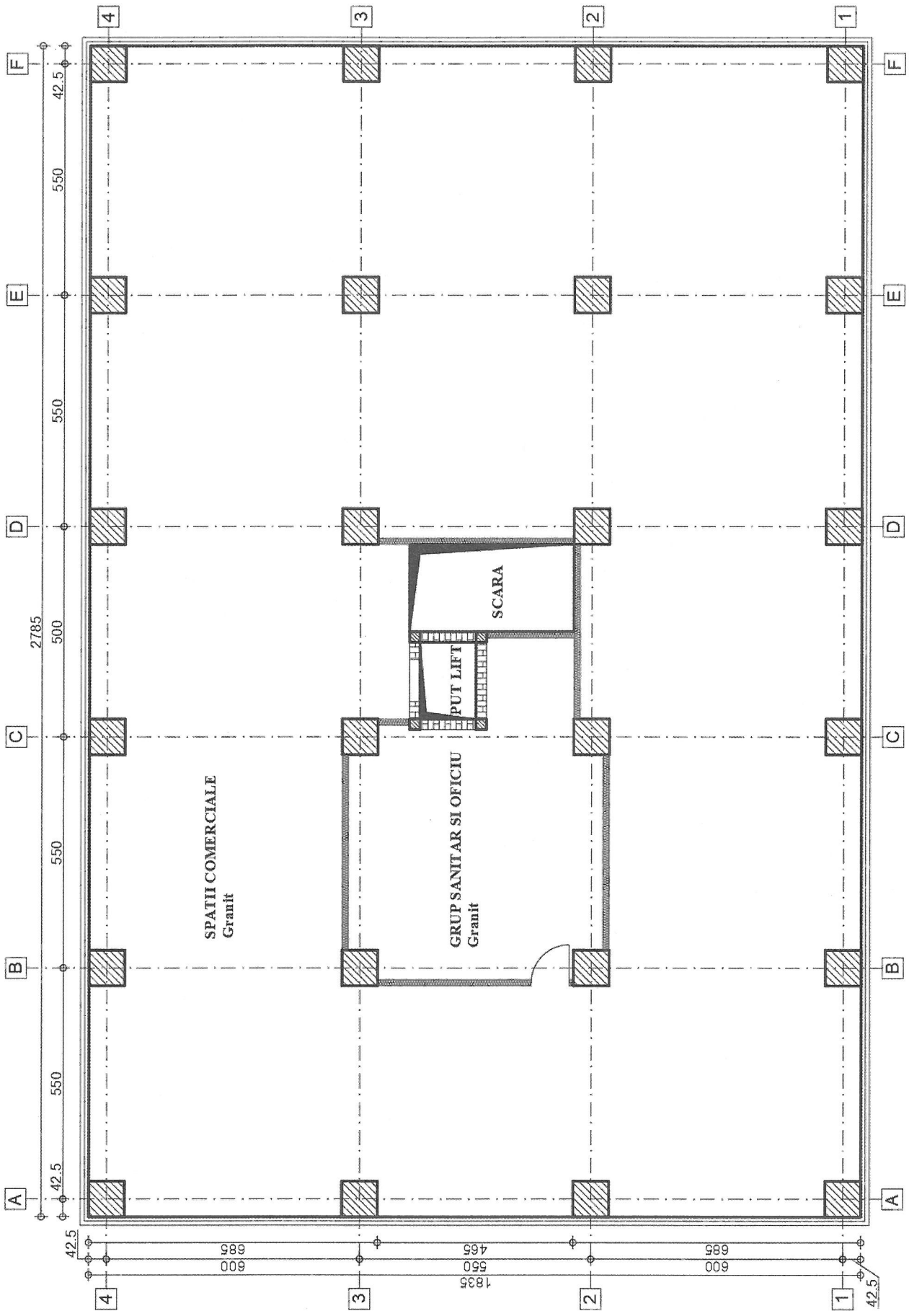


Fig. 1.2 – Plan parter

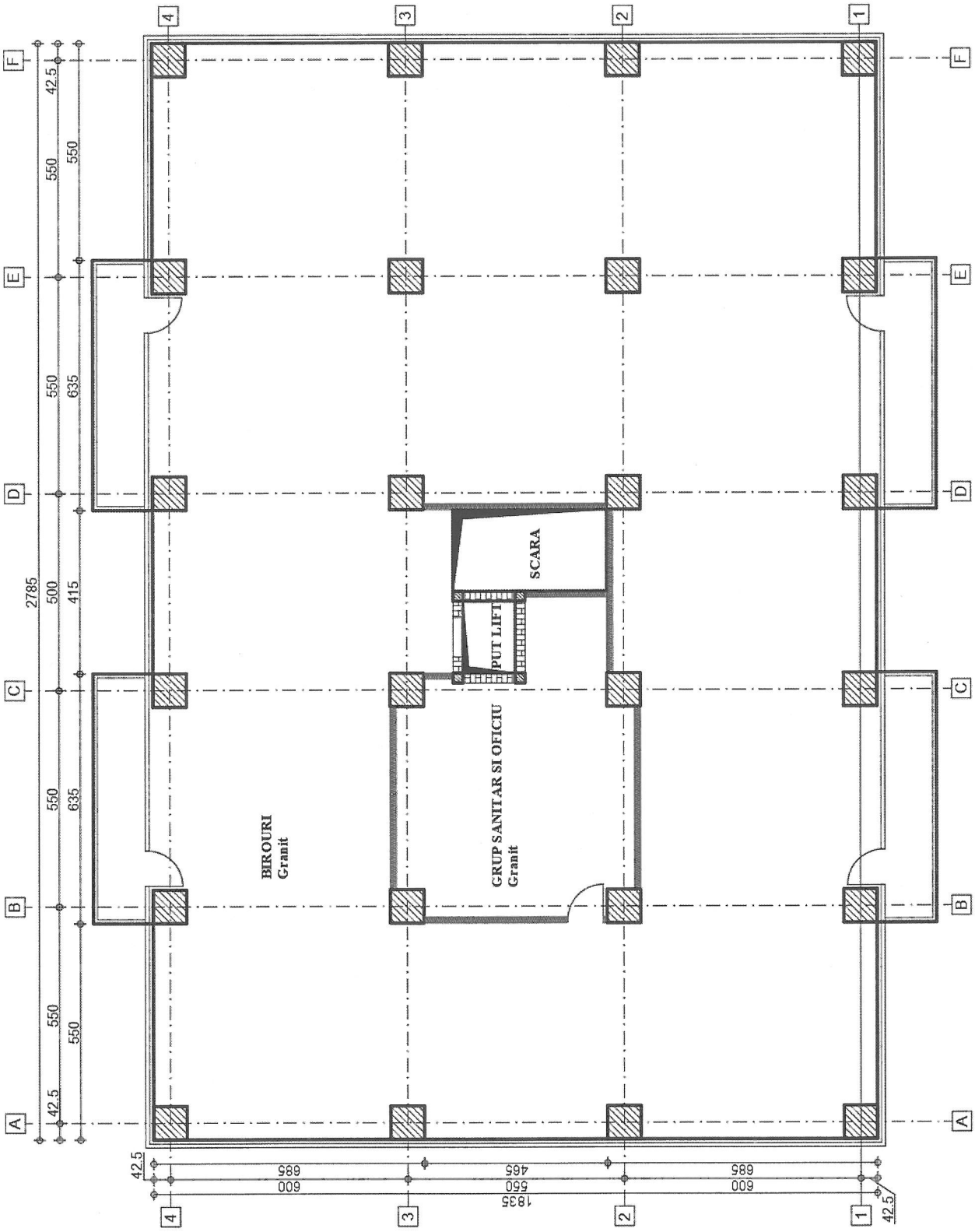


Fig. 1.3 – Plan etaje curente

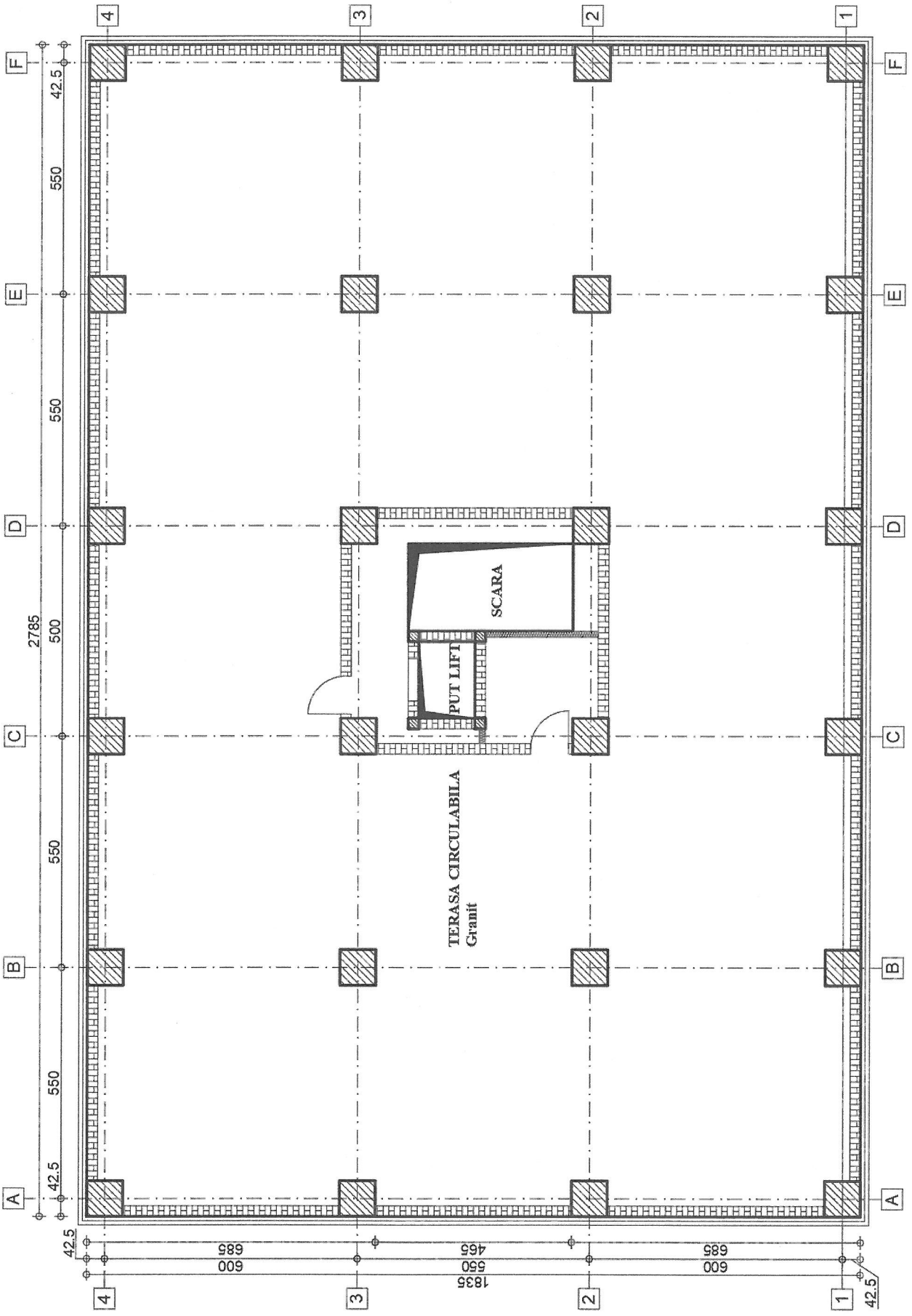


Fig. 1.4 – Plan terasă circulabilă

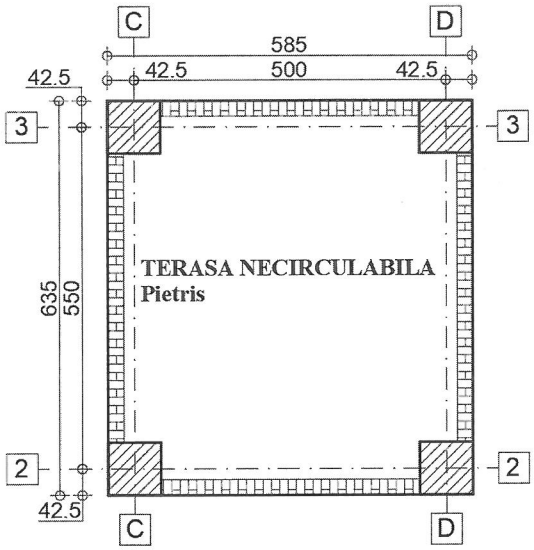


Fig. 1.5 – Plan terasă necirculabilă

1.2 STABILIREA CLASEI DE IMPORTANȚĂ ȘI EXPUNERE A CLĂDIRII

Nivelul de asigurare al construcţiilor se diferenţiază funcţie de clasa de importanţă şi de expunere la cutremur din care acestea fac parte. Importanţa construcţiilor depinde de consecinţele prăbuşirii asupra vieţii oamenilor, de importanţa lor pentru siguranţa publică şi protecţia civilă în perioada imediată de după cutremur şi de consecinţele sociale şi economice ale prăbuşirii sau avarierii grave.

Clasa de importanţă şi de expunere la cutremur este caracterizată de valoarea factorului de importanţă şi de expunere, $\gamma_{I,e}$, denumit în continuare *factor de importanţă-expunere*.

În conformitate cu prevederile din *„Cod de proiectare.Bazele proiectării construcţiilor - Indicativ CR 0 – 2012”*, prevederi preluate şi în celelate coduri de proiectare, construcţiile sunt împărţite în clase de importanţă-expunere în funcţie de consecinţele umane şi consecinţele economice ce pot fi provocate de un hazard natural sau/şi antropic major, precum şi de rolul acestora în activităţile de răspuns post-hazard ale societăţii.

Valorile factorului de importanţă pentru acţiunea seismică, $\gamma_{I,e}$, asociat fiecărei clase de importanţă-expunere, sunt indicate în *Anexa 1 Tabelul A.I.1.*

Factorul de importanţă $\gamma_{I,e}$ *=1,0* este asociat cu evenimente seismice având interval de recurenţă de referinţă de 225 ani, prin majorarea $\gamma_{I,e}$ fiind asigurat un interval mediu de recurenţă mai ridicat.

Clădirea analizată se încadrează conform *Anexa I tabelul A.1.1* preluat din *„Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri - Indicativ P 100-1/2013 modificat și completat prin ordinul Ministrului Dezvoltării Regionale și Administrației Publice nr.2956/2019”, numit în continuare P100-1,* în **clasa de importanță II**.

Argumentele care au stat la baza încadrării clădirii în clasa de importanță II sunt următoarele:

- *Clădirea se încadrează în categoria construcțiilor multietajate cu funcțiune de birouri și/sau comerciale;*
- *Capacitatea clădirii este mai mare de 300 persoane în aria totală expusă a tronsonului analizat;*
- *Înălțimea supraterană a construcției este mai mare de 28 m și mai mică de 45 m.*

Pentru clasa II de importanță factorul de importanță - expunere pentru acțiunea seismică are valoarea:

$$\gamma_{I,e} = 1,2$$

Conform *Anexa II tabelul A.II.1* preluat din *„Cod de proiectare. Evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor – Indicativ CR 1-1-3/2012”*, numit în continuare *CR 1-1-3/2012*, pentru clasa de importanţă II factorul de importanță – expunere are valoarea:

$$\gamma_{I,s} = 1,10$$

1.3 DATE DESPRE AMPLASAMENT

1.3.1 Încadrarea clădirii în zona seismică conform P 100-1

Caracterizarea amplasamentului din punct de vedere seismic conform *P100-1* se face pe baza următorilor parametrii principali:

a_g *– accelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mișcării terenului);*

a_{gv} *– accelerația terenului pentru proiectare (pentru componenta verticală a mișcării terenului);*

T_b, T_c și T_d – perioadele de control (colț) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului.

Pentru proiectarea construcțiilor noi la acțiunea seismică, teritoriul României este împărțit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Nivelul de hazard seismic indicat în *P100-1* este un nivel minim de proiectare, beneficiarii construcțiilor putând opta pentru niveluri de proiectare superioare.

Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației seismice orizontale a terenului, a_g, determinată pentru un interval mediu de recurență *(IMR)* de referință, valoare numită în continuare *accelerația terenului pentru proiectare.*

În reprezentarea din *Anexa 1 Figura A.I.1* preluată din *P100-1* valoarea accelerației gravitaționale, *g*, se consideră *9,81 m/s²*.

Pentru stabilirea valori accelerației terenului și a perioadei de colț T_C la nivel de localități se va consulta *Anexa A tabelul A.1 din P100-1.*

Pentru amplasamentul studiat conform hărții de zonare a valorilor de vârf ale accelerației terenului pentru componenta orizontală pentru proiectare, a_g are valoarea:

$$a_g = 0,3g\ m/s^2$$

Valorile de vârf ale accelerației terenului pentru componenta verticală de proiectare a_{vg} se calculează astfel:

$$a_{vg} = 0,7 \cdot a_g = 0,7 \cdot 0,3g = 0,21g\ m/s^2$$

Pentru amplasamentul studiat conform hărții de zonare a valorii de vârf în termeni de perioadă de colț valoarea T_C este:

$$T_C = 1,6s$$

Valorile perioadelor de colț T_B și T_D rezultă în funcție de perioada de colț T_C, conform corelației din *Anexa I tabelul A.I.2* preluat din *P100-1*. Pentru amplasamentul studiat valorile perioadelor de colț T_B și T_D sunt:

$$T_B = 0,32s$$
$$T_D = 2,0s$$

1.3.2 Încadrarea construcției din punct de vedere al acțiunii zăpazii conform CR 1-1-3/2012

Codul cuprinde principiile, regulile de aplicare și datele de bază necesare pentru stabilirea încărcărilor din zăpadă în România, armonizate cu standardul *SR EN 1991-1-3*, cu luarea în considerare a informațiilor meteorologice privind maximele anuale ale încărcărilor din zăpadă.

Codul se utilizează pentru proiectarea clădirilor și structurilor situate în amplasamente cu altitudinea mai mică sau egală cu 1500 m față de nivelul mării.

Încărcarea din zapadă este o încărcare statică pe metru pătrat de proiecție orizontală a acoperișului și este fixă (are o poziție fixă și o distribuție fixă pe construcție).

În conformitate cu *CR 0*, acțiunea zăpezii asupra construcțiilor este considerată variabilă și, în cazuri de aglomerare excepțională a zăpezii, ca acțiune accidentală.

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol este definită cu 2% probabilitate de depășire într-un an (interval mediu de recurență IMR=50 ani) și se calculează în repartiția Gumbel pentru maxime.

Cu acordul beneficiarului, pentru proiectarea la acțiunea zăpezii a clădirilor și structurilor la care se dorește un nivel de siguranță sporit sau a construcțiilor și/sau acoperișurilor sensibile la acțiunea zăpezii, se poate folosi o valoare a încărcărilor din zăpadă la sol având o probabilitate de depășire mai mică de 2% (IMR>50 ani).

Pentru amplasamentul studiat conform hărții de zonare valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol, s_k, are valoarea:

$$s_k = 2,0 \ kN/m^2$$

Valorile indicate sunt valabile pentru proiectare la acțiunea zăpezii a construcțiilor amplasate la altitudinea A≤1000 m.

Pentru stabilirea încărcărilor din zăpadă la nivel de localități se va consulta *Anexa A tabelul A.1 din CR 1-1-3/2012.*

1.3.3 Date privind terenul conform studiului geotehnic

Amplasamentul studiat a fost cercetat prin patru foraje.

Stratificația terenului de fundare conform *forajul F1* din studiului geotehnic este prezentată în *tabelului 1.1.*

Tab. 1.1 – Stratificația terenului de fundare conform *forajul F1*

Cota	Grosime strat	Denumire strat
0,00 – 1,80 m	*1,80 m*	*Beton (40 cm) și umplutură din deșeuri din demolări cu pământ coeziv;*
1,80 – 9,00 m	*7,20 m*	*Argile prăfoase cafenii-negricioase, plastic vârtoase;*
9,00 – 13,30 m	*4,30 m*	*Nisip mediu cafeniu în suprafață cu trecere în adâncime la cenușiu – cafeniu, cu rare elemente de pietriș și cu procent mai ridicat de pietriș sub 12,4 m, saturat, uniform, cu îndesare medie;*
13,30 – 17,90 m	*4,60 m*	*Argile prăfoase cenușii-galbui cu intercalații cafenii, cu orizonturi și filme de nisipuri fine micacee, foarte umede, platic consistente la vârtoase;*
17,90 – 30,0 m	*12,10 m*	*Nisip mediu cenușiu, foarte uniform, saturat, îndesare medie.*

1.4 EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR GRAVITAȚIONALE

Pentru atribuirea încărcărilor de suprafață, suprafețele plăcilor au fost delimitate în funcție de grosime, tipul încărcărilor aplicate și destinația spațiului, iar zonele au fost notate cu litere.

Încărcările au fost atribuite în modelul de calcul conform delimitărilor din *figurile 1.6÷1.10.*

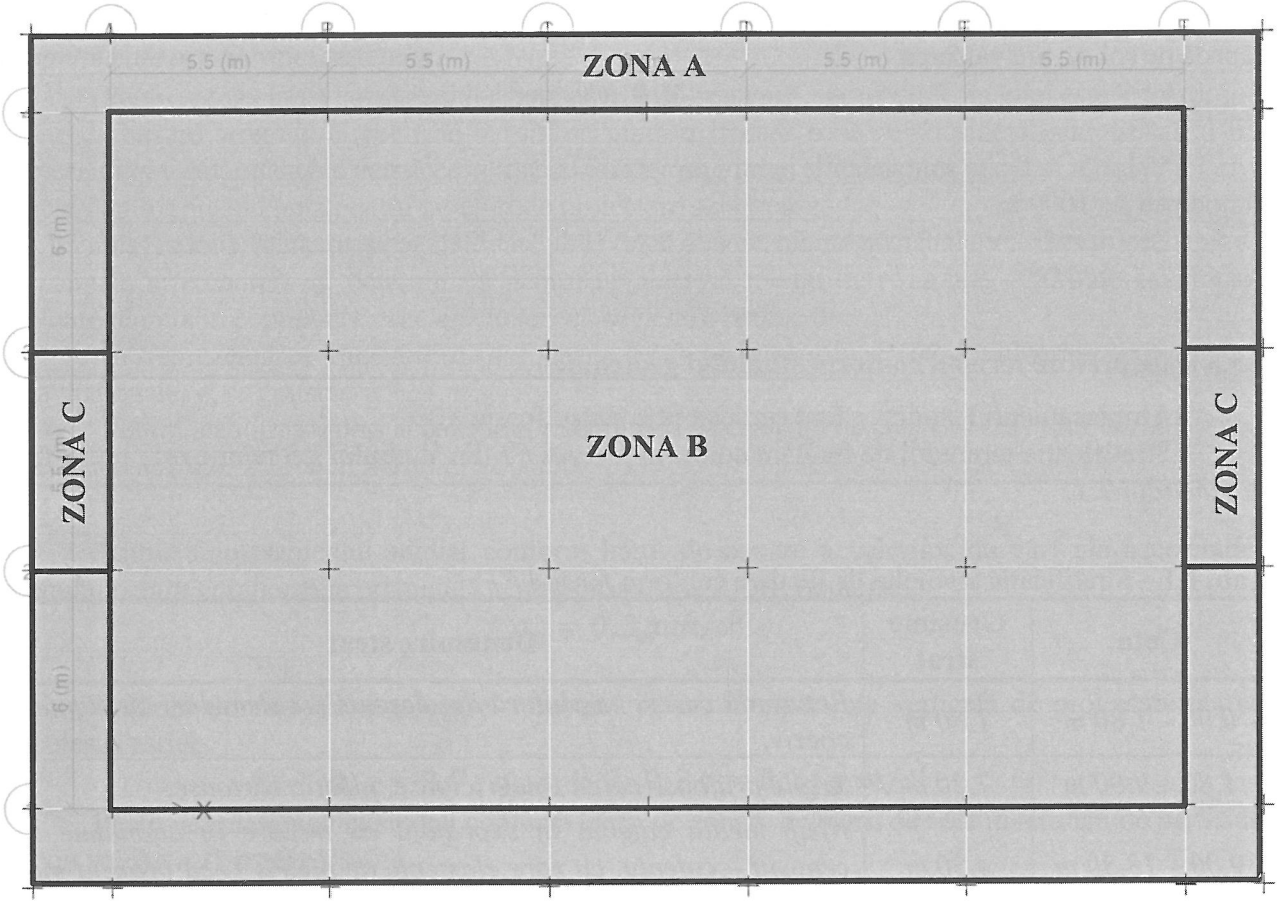


Fig. 1.6 – Demisol - Delimitare zone în funcție de încărcări

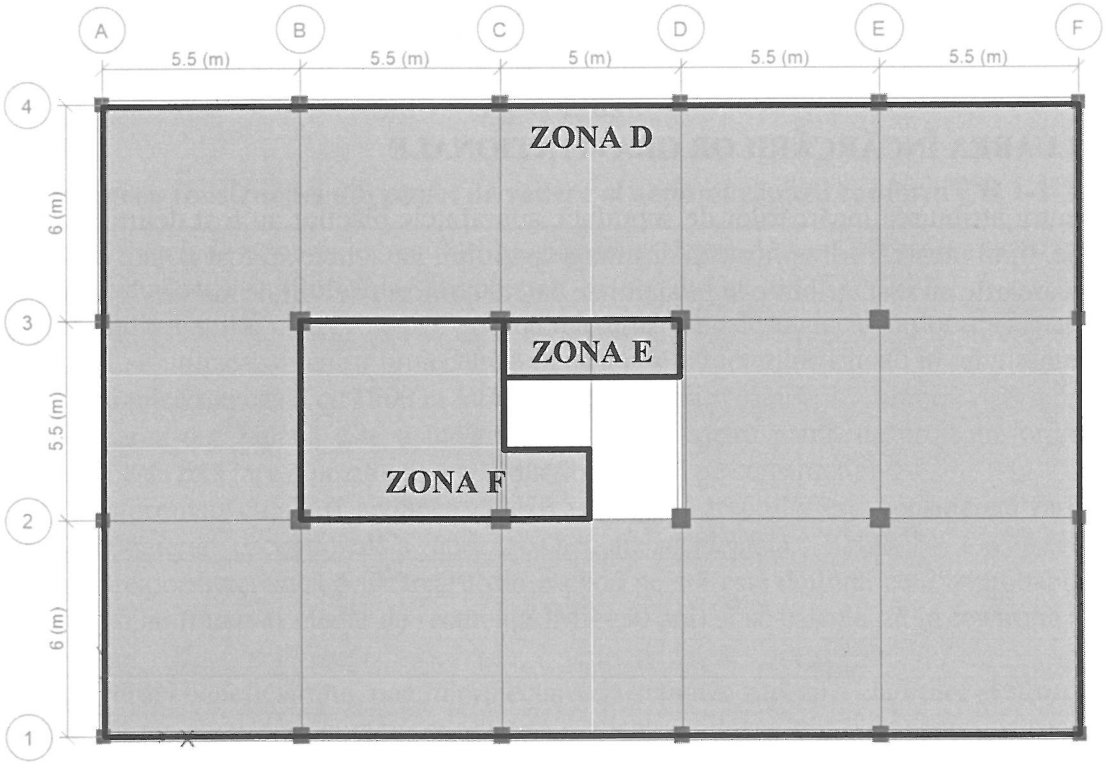


Fig. 1.7 – Parter - Delimitare zone în funcție de încărcări

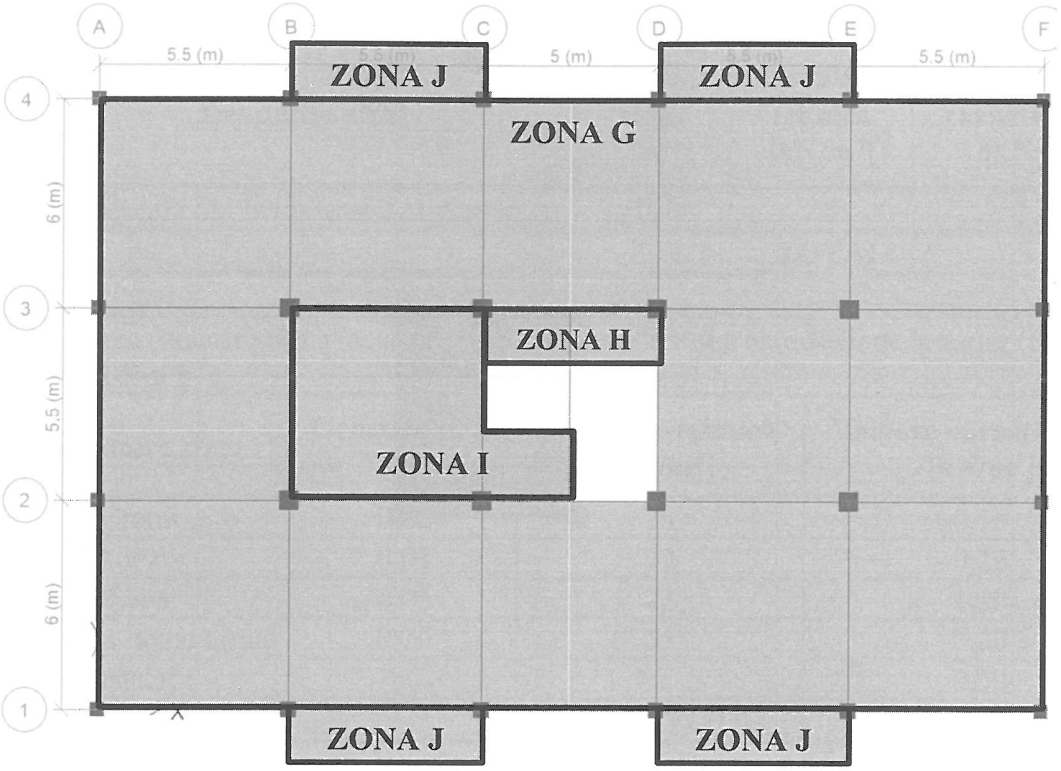


Fig. 1.8 – Etaj 1→ Etaj 9 - Delimitare zone în funcție de încărcări

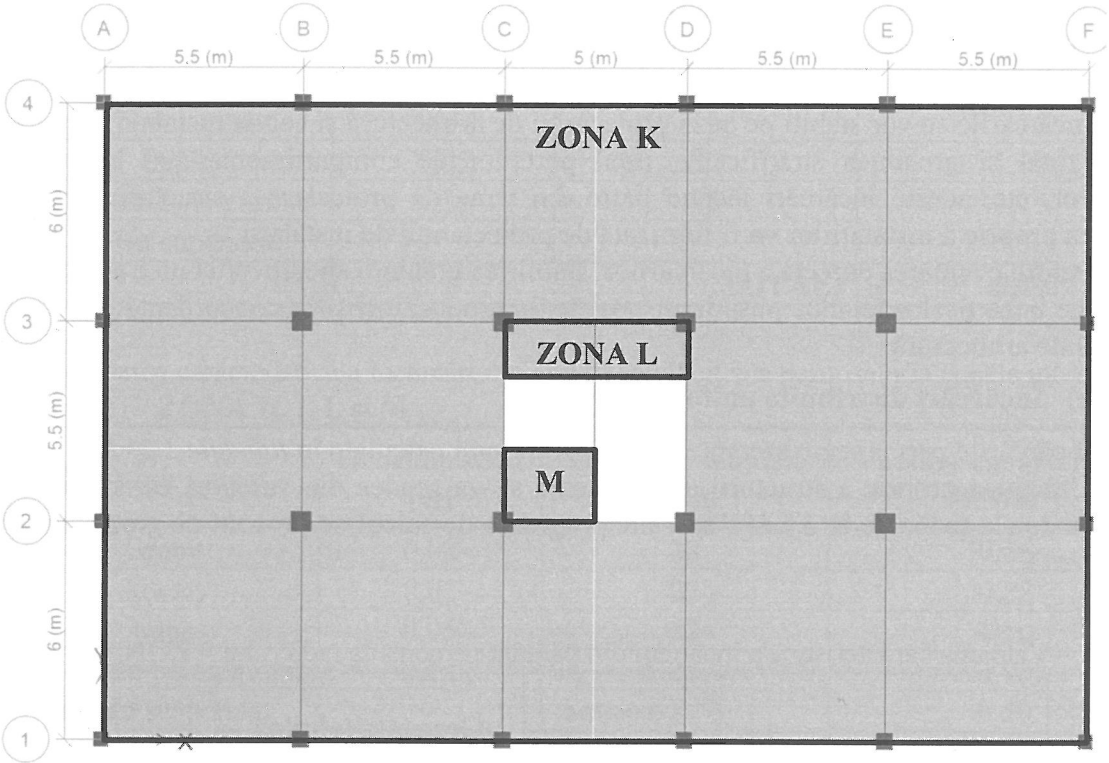


Fig. 1.9 – Terasă circulabilă - Delimitare zone în funcție de încărcări

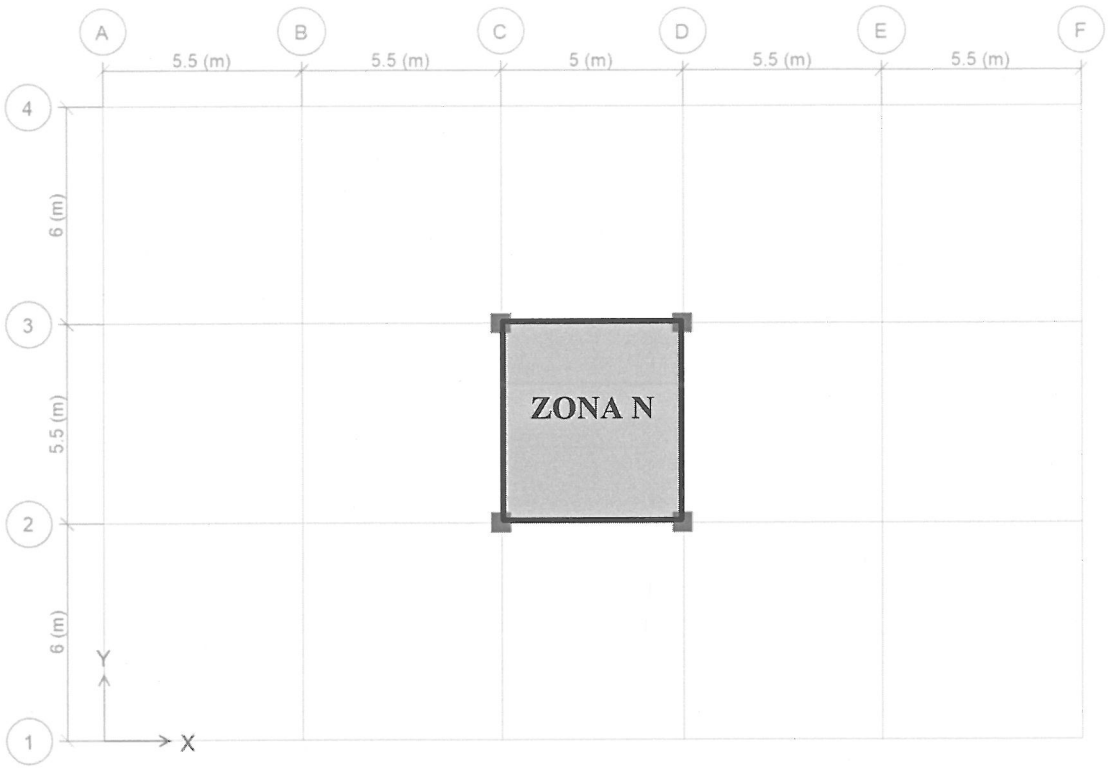


Fig. 1.10 – Terasă necirculabilă - Delimitare zone în funcție de încărcări

1.4.1 Încărcări permanente

Încărcările permanente sunt date de greutatea proprie a structurii de rezistență la care se adaugă greutatea elementelor de închidere, a finisajelor, tavanelor suspendate, pardoselilor şi a instalțiilor.

Încărcările se vor stabili pe baza proiectului de arhitectură și cel de instalații care trebuie să conțină tipul și grosimea stratificație, tipul pereților de compartimentare și închidere, tipul instalaților, etc, aceste încărcări făcând parte din tema de proiectare a structurii de rezistență. Greutatea proprie a instalațiilor va fi furnizată de proiectantul de instalații.

Pentru evaluarea corectă a încărcărilor, stabilirea greutății specifice/tehnice a elementelor se va face pe baza fișelor tehnice puse la dispoziție de producători și în concordanță cu detaliile din proiectul de arhitectură.

a) Încărcări distribuite uniform pe plăci

Încărcările permanente aferente fiecarei zone sunt calculate în *tabelele 1.2÷1.9*.

Greutatea proprie a structurii de rezistență se va scadea din valoarea caracteristică totală pentru modelele realizate în *ETABS* sau alte programe de calcul ce țin cont de greutatea structurii de rezistentă.

Tab. 1.2 – Valoarea caracteristică a încărcări din pământ pe consola radierului – **ZONA A**

Nr. strat	**Denumire strat**	**Grosime strat [m]**	**Greutate tehnică [kN/m^3]**	**Valoare caracteristică [kN/m^2]**
1	Umplutură din pământ	2,0	18	36
			TOTAL:	**36**

Tab. 1.3 – Valoarea caracteristică a încărcări din pardoseala de peste radier – **ZONA B și C**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Pardoseală din beton armat elicopterizat	0,20	25	5,0
			TOTAL:	**5,0**

Tab. 1.4 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii de la parter (pardoseală rece) – **ZONA D, E și F**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Granit	0,02	28	0,56
2	Adeziv	0,01	22	0,22
3	Șapă	0,05	22	1,10
4	Placă din beton armat	0,20	25	5,00
5	Instalații			0,50
			TOTAL:	**7,38**

Tab. 1.5 –Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare (pardoseală caldă) – **ZONA G**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Parchet laminat	0,014	10	0,14
2	Șapă	0,05	22	1,10
3	Placă din beton armat	0,15	25	3,75
4	Tavan supendat			0,50
			TOTAL:	**5,49**

Tab. 1.6 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare (pardoseală rece) – **ZONA H, I, L și M**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Granit	0,02	28	0,56
2	Adeziv	0,01	22	0,22
3	Șapă	0,05	22	1,10
4	Placă din beton armat	0,15	25	3,75
5	Tavan suspendat			0,50
			TOTAL:	**6,13**

Tab. 1.7 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a pardoselii la etajele intermediare – **ZONA J**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Granit	0,02	28	0,56
2	Adeziv	0,01	22	0,22
3	Șapă	0,05	22	1,10
4	Placă din beton armat	0,15	25	3,75
			TOTAL:	**5,63**

Tab. 1.8 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a stratificației terasei circulabile – **ZONA K**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Granit	0,020	28	0,56
2	Adeziv	0,01	22	0,22
3	Folie plastic separație	0,005	22	0,11
4	Membrană de închidere termosudabilă bitum SBS cu armătură ranforsată 4-5mm	0,005	10	0,05
5	Membrană autoadezivă caserare termozolație bitum SBS 2-3 mm	0,003	10	0,03
6	Termoizolație pardoseală min. 30kg/mc 10-15cm	0,15	0.3	0,045
7	Bariera și difuzie vapori bitum APP sau SBS	0,004	8	0,032
8	Amorsă bituminoasă	0,001	10	0,01
9	Șapă de pantă 1% (se considera o grosime medie de 10 cm)	0,1	22	2,20
10	Placă din beton armat	0,15	25	3,75
11	Tavan suspendat			0,65
			TOTAL:	**7,66**

Tab. 1.9 – Valoarea caracteristică a încărcări din greutatea plăcii și a stratificației terasei necirculabile – **ZONA N**

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]
1	Strat protecție din pietriș	0,05	14	0,70
2	Folie plastic separație	0,005	22	0,11
3	Membrană de închidere termosudabilă bitum SBS cu armătură ranforsată 4-5 mm	0,005	10	0,05
4	Membrană autoadezivă caserare termozolație bitum SBS 2-3 mm	0,003	10	0,03
5	Termoizolație pardoseală min. 30kg/mc 10-15cm	0,15	0,3	0,045

6	Barieră și difuzie vapori bitum APP sau SBS	0,004	8	0,032
7	Amorsă bituminoasă	0,001	10	0,01
8	Șapă de pantă 1% (se consideră o grosime medie de 10 cm)	0,10	22	2,20
9	Placă din beton armat	0,15	25	3,75
10	Tavan suspendat			0,65
			TOTAL:	**7,58**

b) Încărcări distribuite liniar pe grinzi

Perimetral se vor aplica încărcări liniare provenite din greutatea peretelui cortină calculată conform *tabelului 1.10*. Încărcările vor fi atribuite la grinzile de la toate nivelurile intermediare.

Tab. 1.10 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea peretelui cortină

Nr. Crt.	Denumire strat	Înălțime etaj [m]	Greutate [kN/m^2]	Valoare caracteristică [kN/m]
1	Perete cortină	3,00	1,00	3,00
			TOTAL:	**3,00**

La balcoane se va atribui liniar încărcarea din balustradă calculată conform *tabelului 1.11*.

Tab. 1.11 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea balustradei

Nr. Crt.	Denumire strat	Înălțime etaj [m]	Greutate [kN/m^2]	Valoare caracteristică [kN/m]
1	Balustradă balcon	1,00	0,50	0,50
			TOTAL:	**0,50**

Tab. 1.12 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea pereților din zidărie GV

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]	Înălțime perete [m]	Valoare caracteristică [kN/m]
1	Finisaj	0,005	10	0,05	2,35	0,1175
2	Tencuială	0,015	22	0,33	2,35	0,7755
3	Cărămidă GV	0,3	9	2,70	2,35	6,345
4	Tencuială	0,015	22	0,33	2,35	0,7755
5	Finisaj	0,005	10	0,05	2,35	0,1175
			TOTAL:	**3,46**		**8,13**

Încărcarea din pereții despărțitori grei de compartimentare se va dispune ca și încărcare liniară pe grinzi datorită faptului că aceștia au o greutate pe metru liniar mai mare de *3,00 kN/m*, limită admisă pentru distribuția încărcării ca și încărcare uniform distribuită pe planșeu, conform

SR EN 1991-1-1:2004 6.3.1.2 (8). Încărcările se vor fi atribuite pe grinzile de la toate nivelurile. Valoarea greutății din pereți grei este calculata în *tabelul 1.12*.

Pe toate grinzile perimetrale de la ultimul nivel (nivelul terasei circulabile) se vor aplica încărcări liniare provenite din greutatea aticului calculate conform *tabelului 1.13*.

Tab. 1.13 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea aticului de peste terasa circulabilă

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]	Înălțime atic [m]	Valoare caracteristică [kN/m]
1	Centură din beton armat	0,25	25	6,25	0,2	1,25
2	Perete de BCA	0,25	6	1,5	1,3	1,95
3	Finisaj pe ambele fețe			1	1,3	1,3
					TOTAL:	**4,50**

Pe toate grinzile perimetrale de peste etajul tehnic (nivelul terasei necirculabile) se vor aplica încarcări liniare provenite din greutatea aticului calculate conform *tabelului 1.14*.

Tab. 1.14 – Valoarea caracteristică a încărcări permanente pe metru liniar provenită din greutatea aticului de peste terasa necirculabilă

Nr. strat	Denumire strat	Grosime strat [m]	Greutate tehnică [kN/m^3]	Valoare caracteristică [kN/m^2]	Înălțime atic [m]	Valoare caracteristică [kN/m]
1	Centură din beton armat	0,25	25	6,25	0,20	1,25
2	Perete de BCA	0,25	6	1,5	0,65	0,975
3	Finisaj pe ambele fețe			1	1,30	1,30
					TOTAL:	**3,52**

1.4.2 Încărcări variabile din exploatare (utile) conform SR EN 1991-1-1/NA

Încărcările datorate procesului de exploatare sunt denumite *încărcări utile*, se determină în funcție de destinația construcțiilor și a condițiilor de exploatare, considerând cazurile de încărcare cele mai defavorabile. Încărcările utile trebuie considerate ca acțiuni variabile libere și cvasistatice. Aceste încărcări includ:

- Utilizararea normală de către persoane;
- Mobilier și obiecte deplasabile;
- Vehicule;
- Evenimente anticipate rare, ca și concentrările de persoane sau mobilier, sau mișcare/stivuirea obiectelor care poate să apară în timpul organizării.

Valorile caracteristice ale încărcărilor utile se determină conform *„Eurocod 1:Acțiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acțiuni generale. Greutăți specifice, greutăți proprii, încărcări din exploatare pentru construcții. Anexa națională”*.

În funcție de destinație, clădirea se încadrează în una sau mai multe din categorile A, B, C sau D. Pentru clădirea analizată cu utilizare specifică de *„birouri și spații comerciale"* conform *Anexei III tabelului A.III.1* clădirea se încadrează în **categoria B și D** de utilizare.

Încărcările utile se determină conform *Anexei III tabelului A.III.1* în funcție de categoria de utilizare. Pentru construcția analizată încadrată în categoria B și D se vor utiliza următoarele încărcări utile:

Tab. 1.15 – Valoarea caracteristică a încărcări utile pentru fiecare zonă

NR. CRT.	ZONA	VALOAREA CARACTERISTICĂ ÎNCĂRCARE [kN/m^2]	FUNCȚIUNEA SPAȚIULUI
1	B	3,00	Parcare
2	D	5,00	Spații comerciale
3	E	5,00	Coridoare
4	F	2,50	Grupuri sanitare și oficii
5	G	2,50	Birouri
6	I	2,50	Grupuri sanitare și oficii
7	H	5,00	Coridoare
8	J	4,00	Balcoane
9	K	0,00	Terasă circulabilă *Nota: Se suprapune cu încărcarea din zăpadă, se va considera valoarea cea mai defavorabilă*
10	L	5,00	Coridoare
11	M	2,00	Spațiu tehnic
12	N	0,00	Terasă necirculabilă *Nota: Se suprapune cu încărcarea din zăpadă, se va considera valoarea cea mai defavorabilă (în cazul de față se va utiliza încărcarea din zăpadă)*

Datorită faptului ca pereții despărțitori sunt prevăzuți din gips carton/vitrați, au o greutate redusă, își pot schimba amplasamentul, distribuția și forma, aceștia au fost încadrați în categoria încărcărilor variabile (utile).

Greutatea pe metru liniar a unui perete din gips carton/vitrat considerată în calcul (furnizate de arhitect/furnizor/producător) este de ***0,6 kN/m^2***, rezultând o greutate de ***1,77 kN/m*** ceea ce permite conform *SR EN 1991-1-1:2004 6.3.1.2 (8)* echivalarea cu o încărcare uniform distribuita de ***0,8 kN/m^2***.

Încărcarea din pereți despărțitori ușori se va aplica uniform distribuit pe toată suprafața plăcilor de la toate nivelurile, cu excepția teraselor și a demisolului.

Conform SR EN 1991-1-1:2004
Paragraful 6.3.1.2 (8)
În cazul în care planșeele permit o distribuție laterală a încărcărilor, greutatea proprie a pereților despărțitori mobili poate fi luată în considerare că o încărcare uniform distribuita, q_k, care se adaugă încărcarilor utile obținute din *tabelul 9*. Această încărcare uniform distribuită depinde de greutatea proprie a peretelui despărțitor după cum urmează:

- pentru pereți despărțitori mobili cu greutatea proprie $\leq$ *1,0 kN/m* din lungimea peretelui: $q_k = 0{,}5\ kN/m^2$;
- pentru pereți despărțitori mobili cu greutatea proprie $\leq$ *2,0 kN/m* din lungimea peretelui: $q_k = 0{,}8\ kN/m^2$;
- pentru pereți despărțitori mobili cu greutatea proprie $\leq$ *3,0 kN/m* din lungimea peretelui: $q_k = 1{,}2\ kN/m^2$.

1.4.3 Încărcări variabile din zăpadă pe acoperiș conform CR 1-1-3/2012

Încărcarea din zăpadă pe acoperiș ia în considerare depunerea de zăpadă în funcție de forma acoperișului și de redistribuțiile zăpezii cauzate de vânt și de topirea zăpezii.

Principalii factori care influențează modul de depunere al zăpezii pe acoperiș pot fi:

- Forma acoperișului;
- Caracteristicile termice ale acoperișului;
- Rugozitatea suprafeței acoperișului;
- Cantitatea de căldură generată sub acoperiș;
- Vecinatatea cu alte construcții;
- Terenul din jurul construcției;
- Condiții meteorologice locale, în particular caracteristicile vântului; variații de temperatură, nivelul așteptat de precipitații (ploi sau ninsori).

În situația de proiectare persistentă/tranzitorie se utlizează două distribuții ale încărcării din zăpadă:

- Încărcări din zăpadă neaglomerată;
- Încărcări din zăpadă aglomerată (acest tip de încărcare este datorată redistribuirii zăpezii pe acoperiș, în principal datorită acțiunii vântului).

Pentru construcția analizată, prevăzută perimetral cu atic, se impune calcul încărcării din zăpadă în varianta aglomerată și neaglomerată.

a) Încărcarea din zăpadă neaglomerată

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, *s*, pentru situația de proiectare persistentă/tranzitorie se determină astfel:

$$s = \gamma_{Is} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1{,}1 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0 = \mathbf{2{,}11\ kN/m^2}$$

unde,

s	*valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș [kN/m²], în amplasament;*
γ_{Is}	*factorul de importanță – expunere pentru acțiunea zăpezii;*
μ_i	*coeficient de formă al încărcării din zăpadă pe acoperiș;*
s_k	*valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol [kN/m²], în amplasament;*
C_e	*coeficient de expunere al construcției în amplasament;*
C_t	*coeficient termic.*

Valorile coeficientilor de formă, u_i, pentru încărcări din zăpadă sunt determinați în funcție de forma și panta acoperișului.

Acoperișul propus, tip terasă, se încadrează în categoria acoperișurilor cu o singura pantă. Dacă pe acoperișuri cu o singură pantă există parazăpezi sau alte obstacole, sau dacă la marginea inferioară a acoperișului există un parapet ce împiedică alunecarea zăpezii, coeficienții de formă ai încărcării din zăpadă nu trebuie să fie mai mici de *0,8*.

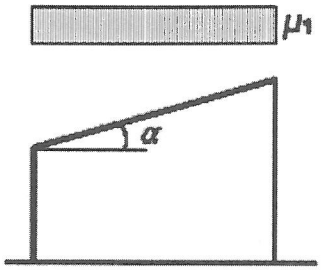


Fig. 1.11 – Distribuția coeficientului de formă pentru încărcări din zăpadă pe acoperișuri cu o singură pantă

Valorile coeficienților se determină în funcție de unghiul acoperișului conform *tabelului 1.16.*

Tab. 1.16 – Valorile coeficienților de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperișurile cu o singură pantă, cu două pante și pe acoperișuri cu mai multe deschideri

Panta acoperișului, α°	$0^o \leq \alpha^o \leq 30^o$	$30^o \leq \alpha^o \leq 60^o$	$30^o \leq \alpha^o \leq 60^o$
μ_1	0,80	0,80 (60 – α)/30	0,00

Pentru acoperișul propus unghiul α se consideră 0 grade, iar coeficientul de formă adoptat se alege:

$$\mu_1 = 0,80$$

Acoperișul va avea o panta foarte redusă, care să permită dirijarea apelor meteorice către scurgeri, pantă ce poate fi neglijată în calcul.

Coeficientul de expunere al construcției în amplasament, C_e, este în funcție de topografia terenului înconjurător și de mediul natural și/sau construit din vecinătatea construcției (atât la momentul proiectării cât și ulterior), și are valorile din *Anexei II tabelul A.II.2.*

Construcția propusă este amplasată într-o zonă urbană cu construcții mai înalte în jur și cu posibilitate de realizare a altor construcții în vecinătate. Prin urmare se alege varianta cea mai defavorabilă de expunere, și anume *redusă*, cu valoarea coeficientului:

$$C_e = 1,20$$

Explicații privind tipul de expunere:
Expunere completă: *zăpada poate fi spulberată pe toate direcțiile din jurul construcției, pe zone de teren plat lipsit de adăpostire sau cu adăpostire redusă datorată terenului, copacilor sau construcțiilor mai înalte;*
Expunere normală: *topografia terenului și prezența altor construcții sau a copacilor nu permit o spulberare semnificativă a zăpezii de către vânt;*
Expunere redusă: *construcția este situată mai jos decât terenul înconjurător sau este înconjurată de copaci înalți și/sau construcții mai înalte.*

Coeficientul termic, C_t, poate reduce încărcarea dată de zăpadă pe acoperiș în cazuri speciale când transferul termic ridicat la nivelul acoperișului *(coeficientul global > 1 W/m²K)* conduce la topirea zăpezii. În aceste cazuri, valoarea coeficientului termic se determină prin studii de specialitate și este aprobată de autoritatea competetentă. În toate celelelate cazuri coeficientul termic:

$$C_t = 1,0$$

b) Încărcarea din zăpadă aglomerată

Valoarea caracteristică a încărcării aglomerate din zăpadă pe acoperiș, s, pentru situația de proiectare persistentă/tranzitorie se determină astfel:

- **Ax 1 și 4**

$$s_{agl} = \gamma_{Is} \cdot \mu_i \cdot s_k = 1{,}10 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}00 = \mathbf{2{,}20\ kN/m^2}$$

Valorile coeficienților de formă, u_i,pentru încărcări din aglomerare excepțională de zăpadă pe acoperișuri cu parapet este prezentată în *figura 1.12*.

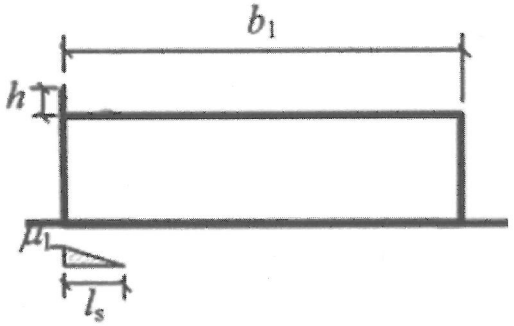


Fig. 1.12 – Coeficient de formă pentru încărcarea din aglomerare excepțională de zăpadă pe acoperișuri cu parapet

$$\mu_1 = min\begin{cases} \gamma \cdot \dfrac{h}{s_k} \\ 2 \cdot \dfrac{b_1}{l_s} \\ 8{,}0 \end{cases} = min\begin{cases} 2 \cdot \dfrac{1{,}0}{2} \\ 2 \cdot \dfrac{18{,}1}{5{,}00} \\ 8{,}0 \end{cases} = min\begin{cases} 1{,}0 \\ 7{,}24 \\ 8{,}0 \end{cases} = \mathbf{1{,}00}$$

$$\gamma = 2{,}00\ kN/m^2$$
$$h = 1{,}00\ m$$
$$b_1 = 6{,}00 \cdot 2 + 5{,}50 + 0{,}3 \cdot 2 = 18{,}1\ m$$
$$l_s = min(5 \cdot h; b; 15\ m) = min(5 \cdot 1{,}0; 18{,}1; 15\ m) = 5{,}00\ m$$

unde,

γ	*greutatea specifică a zăpezii; pentru alte tipuri de aglomerări valoarea este diferită;*
h	*înălțimea parapetului (s-a considerat înălțimea opacă măsurată de pe suprafața terasei);*
b_1	*lățimea clădirii corespunzătoare direcției de calcul;*
l_s	*lungimea zonei de aglomerare cu zăpadă.*

- **Ax A și F**

$$s_{agl} = \gamma_{Is} \cdot \mu_i \cdot s_k = 1{,}10 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}00 = \mathbf{2{,}20\ kN/m^2}$$

$$\mu_1 = min\begin{cases} \gamma \cdot \dfrac{h}{s_k} \\ 2 \cdot \dfrac{b_1}{l_s} \\ 8{,}0 \end{cases} = min\begin{cases} 2 \cdot \dfrac{1{,}0}{2} \\ 2 \cdot \dfrac{27{,}6}{5{,}00} \\ 8{,}0 \end{cases} = min\begin{cases} 1{,}0 \\ 11{,}04 \\ 8{,}0 \end{cases} = 1{,}00$$

$$h = 1{,}00\ m$$
$$b_1 = 5{,}50 \cdot 4 + 5{,}00 + 0{,}3 \cdot 2 = 27{,}6\ m$$
$$l_s = min(5 \cdot h; b; 15\ m) = min(5 \cdot 1{,}0; 27{,}6; 15\ m) = 5{,}00\ m$$

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe acoperiș, *s*, pentru pentru situația de aglomerare a rezultat cu valoare mai mare față de situația neaglomerată, prin urmare pentru a nu crește numărul de combinați se va considera în calcul valoarea predominantă $s = 2{,}20\ kN/m^2$ distribuită uniform pe toată suprafața acoperișului.

De asemenea se pot considera situații în care se ia în calcul încărcarea din zăpadă aglomerată distribuită conform *figurii 1.12*. Se recomandă să se facă această distribuție în situația în care aticul are înălțime mare și rezultă diferențe mari între valorile încărcării neaglomarate și a celei aglomerate.

1.5 EVALUAREA REGULARITĂȚII STRUCTURALE ȘI DETERMINAREA FACTORULUI DE COMPORTARE PENTRU ACȚIUNEA SEISMICĂ

Conform *P100-1* în vederea proiectării seismice construcțiile se clasifică în construcții cu structură de rezistență **regulă și neregulată**.

Regularitatea structurii se evaluează în plan și pe verticală. Evaluarea structurii de rezistență se face conform *tabelului 1.17* pentru evaluarea regularității în plan, respectiv *tabelul 1.18* pentru evaluarea regularității în elevație.

Exemple de reduceri ale factorului de comportare în funcție de regularitatea structurii:

- *Clădire neregulată în plan:*

$$q_{calcul} = q_{caracteristic} \cdot 0{,}80$$

- *Clădire neregulată în elevație:*

$$q_{calcul} = q_{caracteristic} \cdot 0{,}80$$

- *Clădire neregulată în plan și elevație:*

$$q_{calcul} = q_{caracteristic} \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}80$$

unde,

q_{calcul}	*valoarea de calcul a factorului de comportare;*
$q_{caracteristic}$	*valoarea caracteristică a factorului de comportare, așa cum este trecută în P100-1.*

Conform *tabelelor 1.17 și 1.18* clădirea este regulată în plan și elevație, prin urmare nu se impune reducerea factorului de comportare, *q*.

Pentru structuri din beton armat factorul de comportare se alege conform *Anexa I Tabel A.I.3* preluat din *P 100-1*. Factorul de comportare se calculează astfel:

$$q = 5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5 \cdot 1 = 5$$

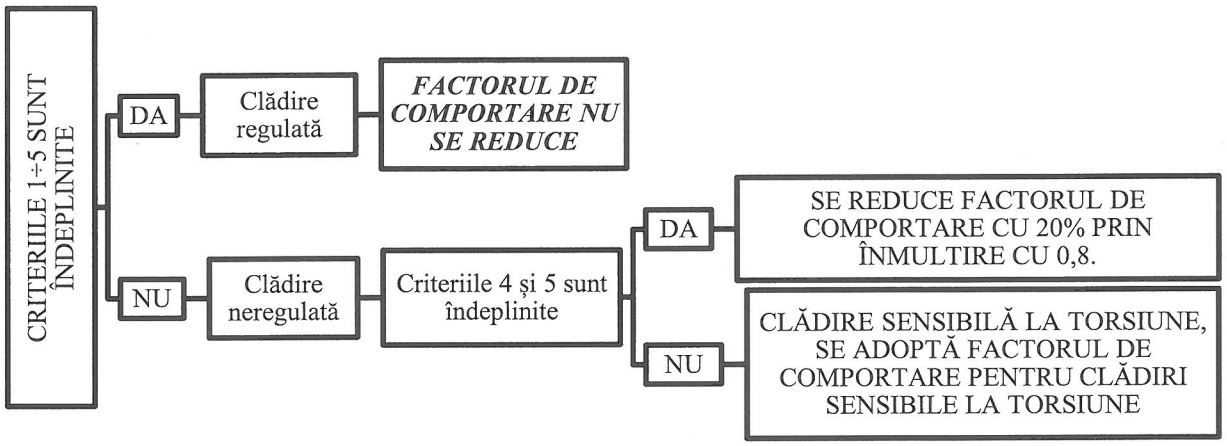
Argumentele care au stat la baza alegerii valorii factorului de comportare:

- *Clasa de ductilitate a structurii este DCH;*
- *Structura de rezistență a clădirii este de tip cadru.*

Conform *P 100-1* valoarea raportului α_u/α_1 pentru clădirile încadrate în clasa de importanță I sau II se consideră egala cu *1* dacă nu este determinată prin calcul static neliniar (pushover) și se limitează superior la valoarea de *1,35* dacă se determină prin calcul neliniar. În cadrul prezentului îndrumar nu se va face calculul static neliniar, însă prin realizarea acestuia s-ar putea crește valoarea factorului de comportare și implicit obținirea unor secțiuni mai reduse pentru grinzilor și stâlpi.

Tab. 1.17 – Evaluarea regularității în plan a structurii

NR. CRT.	CRITERIU DE REGULARITATE ÎN PLAN	DA/NU
1	Construcția este aproximativ **simetrică în plan** în raport cu două direcții ortogonale, din punct de vedere al **distribuției rigidității laterale**, al capacităților de rezistență și al maselor.	DA
2	Construcția are **formă compactă**, cu contururi regulate. În cazul în care construcția prezintă **retrageri în plan** la un anumit nivel (margini retrase sau colțuri intrânde), aceste retrageri nu afectează semnificativ rigiditatea în plan a planșeului și, pentru fiecare retragere, aria cuprinsă între conturul planșeului și înfășurătoarea convexă (circumscrisa) a planșeului nu depășește 10% din aria totală a planșeului. *Notă: dacă forma în plan este neregulată, cu discontinuități care pot produce eforturi suplimentare semnificative, se recomandă împărțirea în tronsoane a construcției cu rosturi seismice, astfel încât pentru fiecare tronson în parte să se ajungă la o formă regulată cu distribuții avantajoase ale volumelor, maselor și rigidităților.*	DA
3	La clădirile etajate, la nivelurile unde se realizează **reduceri de gabarit**, acestea sunt realizate pe verticala elementelor structurale (stâlpi și grinzi). *Notă: Se vor evita, de regulă, rezemările stâlpilor pe grinzi, acesta fiind acceptată numai în cazul stâlpilor cu încărcări mici de la ultimele 1-2 niveluri ale clădirilor etajate.*	DA
4	Rigiditatea planșeelor la acțiuni în planul lor este suficient de mare, în comparație cu rigiditatea laterală a elementelor structurale verticale, astfel încât deformațiile planșeelor să aibă un efect neglijabil asupra distribuției forțelor orizontale între elementele structurale verticale.	DA
5	Deplasarea maximă înregistrată pe perimetrul construcției în combinația seismică de proiectare, în direcția forței, nu depășește cu mai mult de 35% media deplasărilor maxime și minime. *Notă: Prin alcătuirea structurii de rezistență și prin modul de distribuție a maselor se evită cuplarea semnificativă a modurilor de vibrație torsiune cu cele de translație, prin reducerea sensibilă a vibrațiilor la torsiune față de cele de translație.*	DA



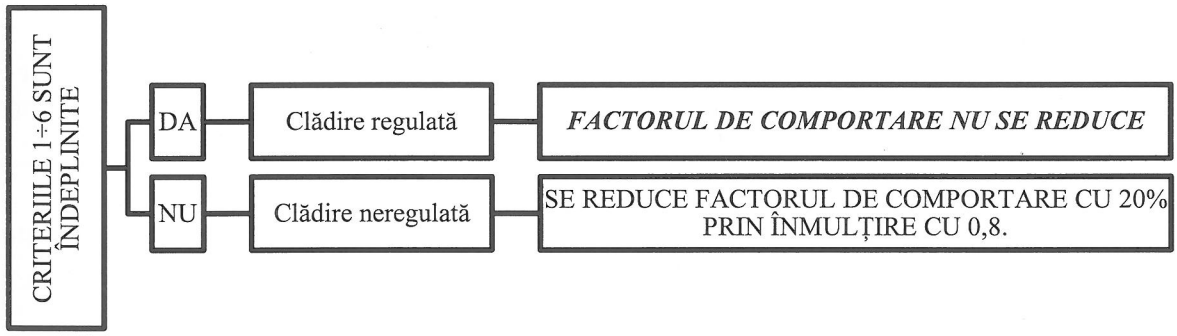
Schemă logică pentru evaluarea regularității în plan

Concluzii asupra evaluării: ***Clădirea este regulată în plan, factorul de comportare nu se reduce.***

NOTĂ: Punctul 5 se poate evalua după modelarea structurii și realizarea calculului structural. Dacă în urma evaluarii rezultă condiția neîndeplinită, se va modifica factorul de comportare și se va reface calculul structural.

Tab. 1.18 – Evaluarea regularitatii pe verticală (elevaţie) a structurii

NR. CRT.	CRITERIU DE REGULARITATE PE VERTICALĂ	DA/NU
1	Sistemul structural se dezvoltă **monoton pe verticală**, fără variaţii semnificative de la nivelul fundaţiei până la vârful clădirii. Retragerile sunt graduale pe înălţimea clădirii şi nu depăşesc, la orice nivel, 20% din dimensiunile de la nivelul imediat inferior cu excepţia ultimului nivel al clădirilor multietajate, dacă retragerile sunt necesare pentru crearea spaţiilor tehnice.	DA
2	Structura nu are, la nici un nivel, **reduceri de rigiditate laterală mai mari de 30% din rigiditatea nivelului imediat superior sau imediat inferior** (structura nu are niveluri flexibile).	DA
3	Structura nu are, la nici un nivel, o rezistenţă la acţiuni orizontale mai mică cu mai mult de 20% decât cea a nivelului situat imediat deasupra sau dedesubt (**structura nu are niveluri slabe** din punct de vedere al rezistenţei laterale).	DA
4	Dacă dimensiunile elementelor structurale se reduc de la bază către vârful structurii, **variaţia rigidităţii şi a rezistenţei laterale este uniformă**, fără reduceri bruşte de la un nivel inferior la un nivel superior.	DA
5	Masele aplicate pe construcţie sunt distribuite uniform. La nici un nivel masa aferentă nu este mai mare cu mai mult de 50% decât masele nivelurilor adiacente. Se exceptează de la această regulă situaţia în care masele suplimentare sunt concentrate la baza structurii şi masele aferente spaţiilor tehnice de la ultimul nivel al clădirilor multietajate.	DA
6	Structura nu are **discontinuităţi pe verticală** care deviază traseul forţelor către fundaţii. Prevederea se referă atât la devierile în acelaşi plan al structurii, cât şi la devierile dintr-un plan în alt plan vertical al construcţiei.	DA



Schemă logică pentru evaluarea regularităţii în elevaţie

Concluzii asupra evaluării: ***Clădirea este regulată în elevaţie, factorul de comportare nu se reduce.***

CAPITOLUL 2: PREDIMENSIONAREA ELEMENTELOR STRUCTURALE

2.1 ALEGEREA MATERIALELOR ŞI DETERMINAREA REZISTENŢELOR DE CALCUL

2.1.1 Armături

Conform P100-1

Paragraful 5.3.1

(3) În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oţeluri de clasa C. În afara zonelor critice se poate utiliza oţel din clasa B.

(2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oţel profilat. Fac excepţie etrierii închişi şi agrafele pentru armarea transversală care pot fi executaţi din bare neprofilate.

Paragraful 5.2.3.4 (c)

- Oţelul folosit în zonele critice ale elementelor seismice principale trebuie să posede alungiri plastice substanţiale; acestea sunt asigurate de oţeluri de clasa C. Oţelurile neductile, sau mai puţin ductile, pot fi utilizate numai în situaţiile în care, prin modul de dimensionare, se poate asigura o comportare în domeniul elastic al acestor armături;
- Raportul dintre rezistenţa oţelului şi limita lui de curgere trebuie să nu fie excesiv de mare (orientativ $\leq 1{,}35$);
- Armăturile utilizate la armarea zonelor potenţial plastice trebuie să posede proprietăţi de aderenţă substanţiale printr-o profilare eficientă.

Conform SR EN 1992-1-1:2004

Paragraful 3.2.2 (3)

Regulile de aplicare la dimensionare şi la prevederile constructive prezentate în acest eurocod sunt valabile pentru un domeniul al limitei de elasticitate, cum este f_{yk} = 400 MPa până la 600 MPa.

Oţelul ales pentru structura propusă, pentru armarea longitudinală şi transversală a tuturor elementelor, este:

$$\boldsymbol{BST\ 500C}$$

unde,

BST	*armatură pentru beton (Bewehrungsstahl IN lb.germană);*
500	*limita de curgere în N/mm^2;*
C	*clasa de ductilitate.*

Valorile caracteristice de rezistenţă pentru armatură se obţin din *Anexa IV tabelele A.IV.1, A.IV.2* şi *A.IV.3*.

- *Rezistenţa de calcul a armăturilor longitudinale se obţine cu relaţie:*

$$f_{yk} = 500\frac{N}{mm^2}$$

$$f_t = 550\frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\frac{N}{mm^2} \approx 435\frac{N}{mm^2}$$

$\gamma_s = 1{,}15$ – *pentru situaţii persistente şi tranzitorii*

$\gamma_s = 1{,}0$ – *pentru situații accidentale*

- *Rezistența de calcul a armăturilor transversale se obține cu relație:*

$$f_{ywk} = 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ywd} = 0{,}80 \cdot f_{ywk} = 0{,}80 \cdot 500 = 400 \frac{N}{mm^2}$$

- *Modulul de elasticitate al oțelului:*

$$E_s = 200000 \frac{N}{mm^2}$$

unde,

f_{yk}	*limita de curgere caracteristică a armăturilor pentru beton armat;*
f_t	*rezistența la rupere a armăturilor pentru beton armat;*
f_{yd}	*limita de curgere de calcul a armăturilor pentru beton armat;*
γ_s	*coeficient parțial de siguranță pentru armături;*
E_s	*modulul de elasticitate al oțelului.*

2.1.2 Beton

Calitatea betonului se alege în funcție de două criterii, rezistenţă şi durabilitate în timp la factori de mediu:

- Clasa de beton minimă prevăzută în *P100-1* în funcție de clasa de ductilitate a structurii. ***Conform P100-1 5.3.1 (1)*** pentru realizarea elementelor seismice principale ale construcțiilor proiectate în clasa de ductilitate înalta (H) se vor utiliza betoane cu clasa cel puţin egală cu *C 20/25*.
- Clasa de beton minimă prevazută în *CP 012/1-2007 „Cod de practica pentru producerea betonului" capitolul 4* în funcție de clasa de expunere a construcției în condițiile de mediu. Efectele posibile asupra structurii se referă la efecte asupra betonului, armăturii și abraziunea prin uzură.

Avantajele utilizării claselor superioare de beton:

- *Conduce la realizarea unor stâlpi cu dimensini mai reduse deoarece valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului intră direct în calculul valorii admisibile a forței axiale normalizate;*
- *Se obțin cantități de armătură mai reduse;*
- *Se obțin suprafețe de beton cu porozități și segregări reduse datorită cantități mai ridicate de ciment;*
- *Se permite decofrarea mai rapidă datorită rezistenței superioare a betonului.*

Beton ales pentru infrastructura și suprastructura clădirii propuse este:

$$\boldsymbol{C\, f_{ck,cil}/f_{cb,cub} \rightarrow C\ 25/30}$$

unde,

$f_{ck,cil}$	*rezistența caracteristică minimă pe cilindru;*
$f_{ck,cub}$	*rezistența caracteristică minimă pe cub.*

Clasa de expunere și clasa de beton minimă, conform *Anexei V tabelul A.V.2* preluat din *CP 012/1-2017*, pentru structura propusă este:

XC1 → clasa de beton minimă este **C 20/25**

Valorile caracteristice de rezistență ale claselor de beton se obțin din *Anexa V tabelul A.V.1.*

- *Rezistențele de calcul la compresiune se obțin cu relațiile:*

$$f_{ck} = 25\frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67\frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33\frac{N}{mm^2}$$

- *Rezistențele de calcul la întindere se obțin cu relațiile:*

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.055}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}20\frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0{,}30 \cdot 25^{2/3} = 2{,}56\frac{N}{mm^2}, pentru \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2{,}12 \cdot ln(1 + 0{,}1 \cdot f_{cm}), pentru > C50/60$$

unde,

f_{cd}	*valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a betonului;*
f_{ck}	*valoarea caracteristică a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindru la 28 de zile;*
f_{cm}	*valoarea medie a rezistenței la compresiune a betonului, măsurată pe cilindru la 28 de zile;*
f_{ctd}	*valoarea de calcul a rezistenței la întindere a betonului, măsurată pe cilindru la 28 de zile;*
$f_{ctk,0.05}$	*valoarea caracteristică a rezistenței la întindere axială cu fractilul de 5%;*
f_{ctm}	*valoarea medie a rezistenței la întindere directă a betonului;*
γ_c	*coeficient parțial de siguranță pentru beton;*
α_{cc}	*coeficient ce variază între 0,8 și 1,0; în EC2 valoarea recomandată este 1,0; valoarea 1,00 se reduce prin multimplicare cu factorul k_t = 0,85 dacă rezistența betonului este determinată la o vârstă t > 28 zile;* $\alpha_{cc} = 0{,}8 \div 1{,}0 = \mathbf{1,0}$
α_{ct}	*coeficient pentru care în EC2 valoarea recomandată este 1,0; se reduce prin multimplicare cu factorul k_t = 0,85 dacă rezistența betonului este determinată la o vârstă t > 28 zile;* $\alpha_{cc} = \mathbf{1,0}$

2.2 PREDIMENSIONAREA GRINZILOR

Conform P100-1

Paragraful 5.3.2.1

Dimensiunile secțiunilor transversale ale grinzilor trebuie să respecte următoarele condiții:

- Înălțimea secțiunii transversale a grinzilor va fi cel puțin 1/16 din deschiderea liberă a acestora. Lățimea grinzilor va fi cel puțin 200 mm;
- Raportul între lățimea, b_w, și înălțimea, h_w, nu va fi mai mic de 1/4;
- Excentricitatea axului grinzii, în raport cu axul stâlpului la noduri, va fi cel mult 1/3 din lățimea, b_c, a stâlpului, normală la axa grinzii.

Dimensiunile secțiunilor transversale ale grinzilor se vor modula la multiplu de 50 mm.
Dimensionarea din condiții de rezistență la foc se stabilește conform *SR EN 1992-1-2:2006, Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea1-2: Reguli generale – Calculul comportarii la foc), punctul 5.7*, în funcție de rezistența la foc (în minute) necesară, conform *Anexei VI tabelului A.VI.1*, tabel preluat din din *Eurocode.*

Pentru calcul *luminii*, l_i, atunci când nu se cunoaște dimensiunea stâlpilor, se va impune o dimensiune estimată pe baza experienței. Pentru situația de față s-a estimat un stâlp cu dimensiunea de 80x80 cm.

Pentru clădirea propusă grinzile se vor dimensiona cu secțiune egală pe fiecare direcție, realizând dimensionarea pe baza celei mai mari valori ale *luminii* de pe fiecare direcție (transversală și longitudinală). Această condiție s-a aplicat în cazul structurii analizate, însă în funcție de configurația structurii, proiectantul poate adopta înălțimi diferite ale grinzilor, însă se recomandă să se adopte unui număr cât mai redus de tipuri de grinzi.

Dimensiunile calculate conform *tabelului 2.1* rezultă ca și dimensiuni finale pentru clădirile cu regim mic de înălțime, în cazul clădirilor cu regim mare de înălțime dimensiunile grinzilor pot fi modificate din mai multe considerente, cum ar fi:

- *Din condiții de rigiditate la forțe laterale. Prin realizarea unor grinzi cu dimensiuni mai mari se reduc deplasările laterale ale structurii;*
- *Din condiții de rezistență. Sunt situații în care rezultă din calcul un necesar de armătură foarte mare, iar prin mărirea dimensiunilor secțiunii transversale se reduce aria de armătură necesară.*

Predimensionarea grinzilor de beton armat se face pe baza mai multor condiții, conform *tabelelor 2.1 și 2.2*:

Tab. 2.1 – Predimensionarea secţiunii transversale a riglelor (grinzilor) de cadru de pe direcţia transversală

PREDIMENSIONARE SECȚIUNE TRANSVERSALĂ RIGLE DE CADRU DE PE DIRECȚIA TRANSVERSALĂ	**SECȚIUNE PROPUSĂ [mm]**
GRINZI TRANSVERSALE	
▪ ***Înălțime*** $h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l_i = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot (6000 - 800) = 650 \div 433{,}33 \rightarrow \mathbf{650\ mm}$ *Verificare condiție P100-1:* $h_w \geq \frac{l_i}{16} \rightarrow h_w = \frac{6000 - 800}{16} = 325 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ▪ ***Lățime*** $b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 650 = 325 \div 216{,}66 \rightarrow \mathbf{350\ mm}$ *Verificare condiție P100-1:* $b_w \geq \frac{1}{4} \cdot h_w \rightarrow b_w = 0{,}25 \cdot 650 = 162{,}5 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_w \geq 200\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ *Verificare condiție de rezistență la foc R 90:* $b_{w\,min} = 150 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***350x650***

Tab. 2.2 – Predimensionarea secțiunii transversale a riglelor (grinzilor) de cadru de pe direcția longitudinală

PREDIMENSIONARE SECȚIUNE TRANSVERSALĂ RIGLE DE CADRU DE PE DIRECȚIA LONGITUDINALĂ	**SECȚIUNE PROPUSĂ [mm]**
GRINZI LONGITUDINALE	
▪ ***Înălțime*** $h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l_i = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot (5500 - 800) = 587 \div 391{,}6 \rightarrow \mathbf{600\ mm}$ *Verificare condiție P100-1:* $h_w \geq \frac{l_i}{16} \rightarrow h_w = \frac{5500 - 800}{16} = 293{,}75\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ▪ ***Lățime*** $b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 600 = 300 \div 200 \rightarrow \mathbf{300\ mm}$ *Verificare condiție P100-1:* $b_w \geq \frac{1}{4} \cdot h_w \rightarrow b_w = 0{,}25 \cdot 600 = 150\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_w \geq 200\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ *Verificare condiție de rezistență la foc R 90:* $b_{w\,min} = 150 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***300x600***

unde,

l_i	*distanța dintre fețele interioare ale stâlpului (lumina);*
h_w	*înălțimea grinzii;*
b_w	*lățimea grinzii.*

2.3 PREDIMENSIONAREA PLĂCII

Conform P100-1

Paragraful 5.10 (2)

Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puțin 80 mm și sunt armate pentru a fi în măsură să preia eforturile ce le revin din încărcările verticale și orizontale.

Conform SR EN 1992-1-2:2006, Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-2: Reguli generale – Calculul comportării la foc, grosimea minimă se stabilește în funcție de rezistența la foc (în minute) necesară, conform *Anexei VI tabelului A.VI.2.*

Din condiții tehnologice grosimea plăcii se va modula la multiplu de 10 mm.

Plăcile din beton armat turnate monolit vor avea grosimea de minim 50 mm.

Conform CR 2-1-1.1/2022

Paragraful 7.5 (1)

Grosimea minimă a planșeului de transfer, situat imediat sub zona critică a pereților, este de minim 150 mm.

Predimensionarea plăcilor structurilor de beton armat se face în urma verificării mai multor criterii, conform *tabelului 2.3*:

Tab. 2.3 – Predimensionarea grosimii plăciilor din beton armat pentru plașeele curente

NR. CRT.	CONDIȚII	DESCRIEREA CRITERIULUI CE TREBUIE ÎNDEPLINIT	GROSIME [mm]
1	**Tehnologice**	• Gosimea plăcii se va modula la multiplu de 10 mm; • Plăcile din beton armat turnate monolit vor avea grosimea minimă 50 mm;	**50**
2	**De rigiditate**	La plăcile armate pe două direcții ($l_2/l_1 < 2$, unde latura scurtă este l_1): • $h_p = l_1/40$ – când placa este simplu rezemată pe contur; • $h_p = \mathbf{l_1/45}$ **– când placa este încastrată elastic pe contur.** $h_{p1} = l_2 = \frac{l_2 - b_w}{45} = \frac{6000 - 300}{45} = 126{,}67 \text{ mm}$ $h_{p2} = \frac{P}{180} + 20 = \frac{(l_1 - b_g) + (l_2 - b_g)}{180} + 20 = \frac{2 \cdot [(6000 - 300) + (5500 - 350)]}{180} + 20 = 140{,}55 \text{ mm}$ $h_p = \max(h_{p1}; h_{p2}) = \max(126{,}67; 140{,}55) = \mathbf{140{,}55\ mm}$ La plăcile armate pe o direcție ($l_2/l_1 > 2$, unde latura scurtă este l_1): • $h_p = l_1/30$ – când placa este simplu rezemată pe tot conturul; • $h_p = l_1/35$ – când placa este încastrată pe tot conturul; • $h_p = l_1/25$ – când placa este simplu rezemată pe două laturi paralele; • $h_p = l_1/30$ – când placa este încastrată elastic pe două laturi paralele; • $h_p = l_1/12$ – când placa este în consolă.	**140,55**
3	**Diafragmă orizontală**	Pentru satisfacerea condiției de diafragmă orizontală pentru clădirile proiectate la acțiunea seismică grosimea minimă conform *P100-1* este de 80 mm.	**80**
4	**Rezistență la foc**	REI 90 → 100 mm	**100**
5	**Izolare fonică**	Grosimea minimă recomandată pentru satisfacerea criteriilor de izolare fonică este de 150 mm.	**150**
Grosimea adoptată va fi valoarea maximă rezultată în urma verificării condițiilor enumerate la puncte 1÷5 :			***150***

2.4 PREDIMENSIONAREA STÂLPILOR

Conform P100-1

Paragraful 5.3.4.2.2

Pentru asigurarea ductilității locale valoarea efortului mediu normalizat în oricare combinație seismică de proiectare nu va depăși valoarea v_d.

$$v_d = 0{,}45$$

Conform SR EN 1992-1-2:2006, Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-2: Reguli generale – Calculul comportării la foc, lățimea minimă stâlpului se stabilește în funcție de rezistența la foc (în minute) necesară, conform *Anexei VI tabelului A.VI.3.*

Din considerente tehnologice dimensiunile stâlpilor h_c și b_c se vor modula la multiplu de 50 mm.

Secțiunile transversale în plan ale stâlpilor pot fi pătrate la care $h_c = b_c$, respectiv dreptunghiulare la care $h_c > b_c$, însă $h_c \leq 4 \cdot b_c$

În faza inițială stâlpii se vor dimensiona cu secțiune pătrată, iar dacă structura are o formă în plan ce impune realizarea stâlpilor cu secțiune dreptunghiulară se poate proceda astfel: din latura dimensionată cu secțiune pătrată se reduc de 5÷10 cm, urmând ca latura lungă să fie cu minim 10 cm mai mare decât latura scurtă, iar aria secțiunii dreptunghiulare să fie aproximativ egală cu aria secțiunii pătrate pentru a nu afecta valoarea efortului mediu normalizat.

În *tabelului A.VI.3*, μ_{fi}, reprezintă factorul de reducere pentru nivelul încărcării de calcul în situația de incendiu, exprimat astfel:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

unde,

$N_{Ed,fi}$	*sarcina axială de calcul în situația de incendiu;*
N_{Rd}	*rezistența de calcul a stâlpului la temperatura normală, conform SR EN 1992-1-1, utilizând γ_m pentru calcul la temperatura normală, efectele de ordin doi și o excentricitate inițială egală cu cea a $N_{Ed,fi}$.*

<u>În cadrul prezentului îndrumar de proiectare nu se va face calcul la foc al structurii.</u>

În *figura 2.1* este prezentat modul de determinare a suprafețelor de planșeu ce descarcă pe fiecare tip de stâlp (interior, de colţ sau marginal).

Ariile aferente fiecărui tip de stâlp conform *figurii 2.1.* sunt calculate în *tabelul 2.4.* În etapa de predimensionare nu s-a ținut cont de golurile de scară și puț de lift.

Tab. 2.4 – Calculul suprafețelor aferente fiecarui tip de stâlp

TIP STĂLP	ARIA
Stâlp central	$A_{af,sc}$ = (2,75+2,50) x (3,00+2,75) = **30,18 mp**
Stâlp marginal longitudinal	$A_{af,sml}$ = (2,75x2) x (3,00 + 0,40)+1,50x(0,80+4,70/2) = **23,425 mp**
Stâlp marginal transversal	$A_{af,smt}$ = (2,75 + 0,40) x (3,00 + 2,75) = **18,11 mp**
Stâlp de colț	$A_{af,sco}$ = (2,75 + 0,4) x (3,00 + 0,40) = **10,71 mp**

Pentru calcul greutății proprii a elementelor structurale se va procede astfel:

- Pentru stâlpi se va impune o secțiunea de minim 30x30 cm (*P100-1*) sau minim din condiții de rezistență la foc, în cazul de față s-a impus secțiunea estimată de 80x80 cm;

- Din lungimea totală a stâlpilor se va scadea grosimea plăcilor;
- Lungimea grinzilor se va măsura de la fața stâlpilor;
- Lungimea pereților grei se va măsura de la fața stâlpilor, iar înălțimea până sub grindă

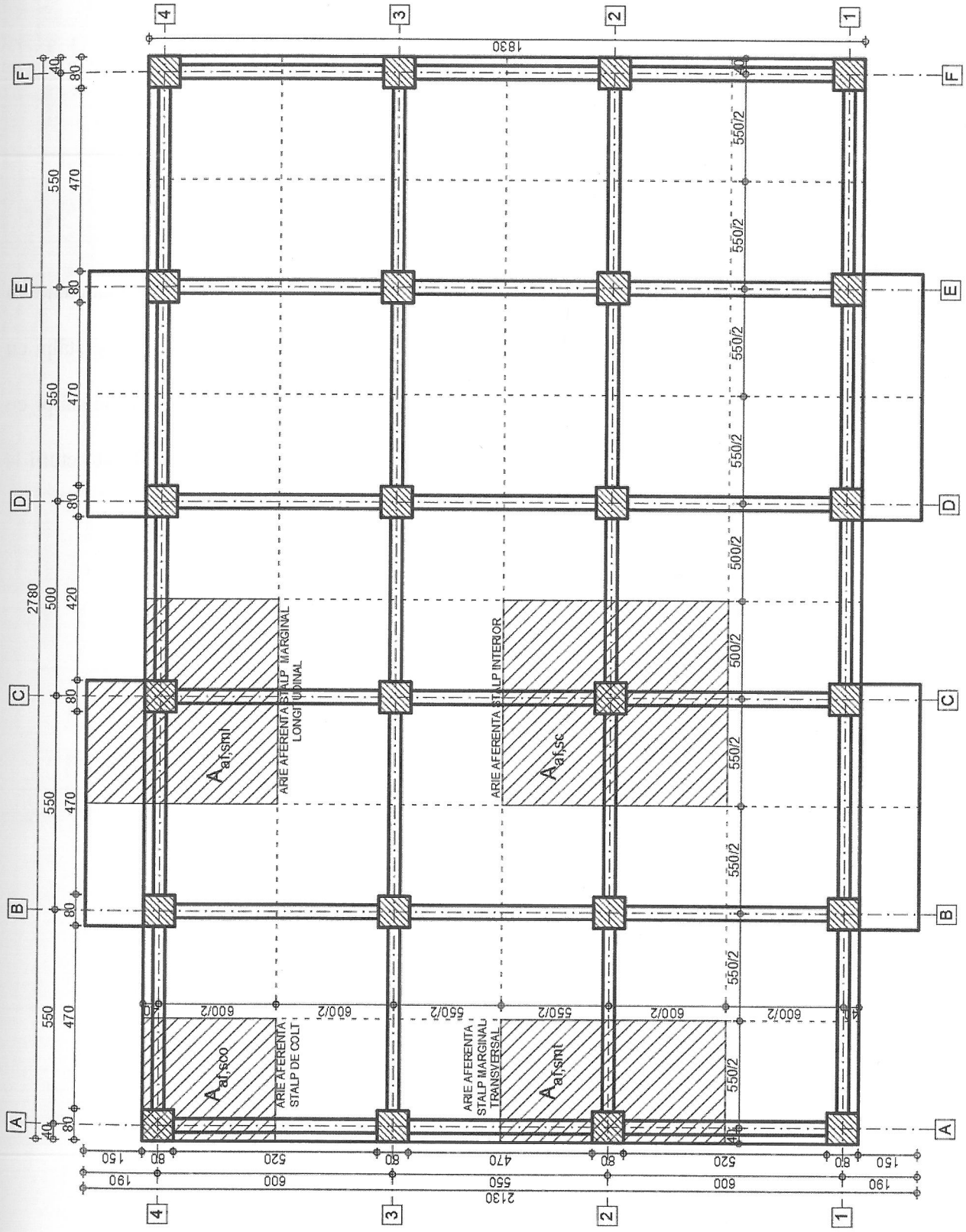


Fig. 2.1 – Suprafețele de placă ce descarcă pe stâlpi

Valoarea forței axiale, $N_{Ed,Gs}$, la baza stâlpilor de la parter produsă de încărcările gravitaționale asociate grupării seismice se determină pe baza încărcărilor permanente și variabile descărcate de planșeu pe stâlpi conform *tabelelor 2.5* și *2.6.*

Valoarea $N_{Ed,Gs}$ se calculează cu relația:

$$N_{Ed,Gs} = P + \psi_2 \cdot U + \psi_2 \cdot Z = P + 0,30 \cdot U + 0,40 \cdot Z$$

unde,

P	*încărcarea permanentă;*
U	*încărcarea utilă;*
Z	*încărcarea din zăpadă;*
ψ_2	*factor pentru valoarea de grupare cvasipermanentă a acțiunii variabile;* $\psi_2 = 0,3$ – *pentru acțiuni din exploatare (pentru spații rezidențiale);* $\psi_2 = 0,4$ – *pentru acțiuni din zăpadă.*

Predimensionarea stâlpilor s-a realizat în *tabelele 2.6* și *2.7* pe baza forței axiale calculate în *tabelele 2.5* și *2.6* și a condițiilor minime prevăzute în *P100-1* și *SR EN 1992-1-2:2006.*

Tabelele prezintă formulele de calcul pentru varianta de stâlpi cu secțiune pătrată și stâlpi cu secțiune dreptunghiulară.

Pentru structura propusă în faza de predimensionare se va opta pentru varianta de stâlpi cu secțiune pătrată.

Dimensiunea finală a stâlpilor și grinzilor va rezulta în urma verificării rigidității structurii la forțe laterale.

Tab. 2.5 – Calculul forței axiale aferente stâlpilor marginali transversali și marginali longitudinali

TIP STÂLP	NIVEL	NUMĂR DE ETAJE IDENTICE	ÎNCĂRCĂRI														
			DE SUPRAFAȚĂ							LINIARE							VALOARE TOTALĂ
			Denumire încărcare	Tip încărcare	Suprafață aferentă	Valoare caracteristică	Grupare seismică (GS)			Denumire încărcare	Tip încărcare	Lungime element	Valoare de proiectare	Grupare seismică (GS)			
							Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare					Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare	
					[mp]	[kN/mp]		[kN/mp]	[kN]			[m]	[kN/m]		[kN/mp]	[kN]	[kN]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=6x7	9 = 5x8	10	11	12	13	14	15=13x14	16=12x15	17=(9+16)x2
Marginal transversal (SMT)	Etaj curent	9	Zona G - birouri	Permanentă (P)	18,11	5,49	1	5,49	99	Perete cortină	Permanentă (P)	5,75	3,00	1	3,00	17	*1050*
			Zona G - birouri	Variabilă (U)	18,11	2,50	0,3	0,75	14	GP Grinzi long.	Permanentă (P)	2,75	3,38	1	3,38	9	*206*
			Zona G - Pereți despărțitori	Variabilă (U)	18,11	0,80	0,3	0,24	4	GP Grinzi trans.	Permanentă (P)	5,75	4,38	1	4,38	25	*266*
								0,00	0	GP Stâlpi	Permanentă (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*410*
TOTAL A			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						117	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						97	*1932*
Marginal transversal (SMT)	Terasă circulabilă	1	Zona K - Terasă circulabilă	Permanentă (P)	18,11	7,66	1	7,66	139	GP Grinzi long.	Permanentă (P)	2,75	3,38	1	3,38	9	*148*
			Zona K - Terasă circulabilă	Variabilă (Z)	18,11	2,20	0,4	0,88	16	GP Grinzi trans.	Permanentă (P)	5,75	4,38	1	4,38	25	*41*
								0,00	0	GP Stâlpi	Permanentă (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*46*
								0,00	0	Atic terasă circulabilă	Permanentă (P)	5,75	4,50	1	4,50	26	*26*
TOTAL B			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						155	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						106	*261*
			TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ [TOTAL A + TOTAL B]:						272	TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI LINIARE [TOTAL A + TOTAL B]:						203	*2193*

TIP STÂLP	NIVEL	NUMĂR DE ETAJE IDENTICE	ÎNCĂRCĂRI														
			DE SUPRAFAȚĂ							LINIARE							VALOARE TOTALĂ
			Denumire încărcare	Tip încărcare	Suprafață aferentă	Valoare caracteristică	Grupare seismică (GS)			Denumire încărcare	Tip încărcare	Lungime element	Valoare de proiectare	Grupare seismică (GS)			
							Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare					Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare	
					[mp]	[kN/mp]		[kN/mp]	[kN]			[m]	[kN/m]		[kN/mp]	[kN]	[kN]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=6x7	9 = 5x8	10	11	12	13	14	15=13x14	16=12x15	17=(9+16)x2
Central (SML)	Etaj curent	9	Zona J - balcon	Pemanentă (P)	4,725	5,63	1	5,63	27	Perete cortina	Permanenta (P)	5,25	3,00	1	3,00	16	*381*
			Zona J - balcon	Variabilă (U)	4,725	4,00	0,3	1,20	6	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	5,25	3,38	1	3,38	18	*210*
			Zona G - birouri	Pemanentă (P)	17,85	5,49	1	5,49	98	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	3,00	4,38	1	4,38	13	*1000*
			Zona G - birouri	Variabilă (U)	17,85	2,50	0,3	0,75	13	GP Stâlpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*531*
			Zona G - Pereți despărțitori	Variabilă (U)	17,85	0,80	0,3	0,24	4	Balustradă	Permanenta (P)	4,65	0,50	1	0,50	2	*59*
TOTAL A			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						148	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						95	*2182*
Central (SML)	Terasă circulabilă	1	Zona K - Terasă circulabilă	Pemanentă (P)	17,85	7,66	1	7,66	137	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	5,25	3,38	1	3,38	18	*154*
			Zona K - Terasă circulabilă	Variabilă (Z)	17,85	2,20	0,4	0,88	16	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	3,00	4,38	1	4,38	13	*29*
								0,00	0	GP Stâlpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*46*
TOTAL B			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						152	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						76	*229*
			TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ [TOTAL A + TOTAL B]:						300	TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI LINIARE [TOTAL A + TOTAL B]:						171	*2411*

Tab. 2.6 – Calculul forței axiale aferente stâlpilor de colț și interiori

TIP STÂLP	NIVEL	NUMĂR DE ETAJE IDENTICE	ÎNCĂRCĂRI														
			DE SUPRAFAȚĂ							LINIARE							VALOARE TOTALĂ
			Denumire încărcare	Tip încărcare	Suprafață aferentă	Valoare caracteristică	Grupare seismică (GS)			Denumire încărcare	Tip încărcare	Lungime element	Valoare de proiectare	Grupare seismică (GS)			
							Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare					Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare	
					[mp]	[kN/mp]		[kN/mp]	[kN]			[m]	[kN/m]		[kN/mp]	[kN]	[kN]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=6x7	9 = 5x8	10	11	12	13	14	15=13x14	16=12x15	17=(9+16)x2
De colț (SC)	Etaj curent	9	Zona G - birouri	Permanentă (P)	8,16	5,49	1	5,49	45	Perete cortină	Permanenta (P)	5,75	3,00	1	3,00	17	*558*
			Zona G - birouri	Variabilă (U)	8,16	2,50	0,3	0,75	6	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	2,75	3,38	1	3,38	9	*139*
			Zona G - Pereți despărțitori	Variabilă (U)	8,16	0,80	0,3	0,24	2	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	3,00	4,38	1	4,38	13	*136*
								0,00	0	GP Stâlpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*410*
TOTAL A			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						53	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						85	*1243*
De colț (SC)	Terasă circulabilă	1	Zona K - Terasă circulabilă	Permanentă (P)	8,16	7,66	1	7,66	63	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	2,75	3,38	1	3,38	9	*72*
			Zona K - Terasă circulabilă	Variabilă (Z)	8,16	2,20	0,4	0,88	7	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	3,00	4,38	1	4,38	13	*20*
								0,00	0	GP Stâlpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16,00	46	*46*
								0,00	0	Atic	Permanenta (P)	5,75	4,50	1	4,50	26	*26*
TOTAL B			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						70	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						94	*164*
			TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ [TOTAL A + TOTAL B]:						123	TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI LINIARE [TOTAL A + TOTAL B]:						179	*1407*

TIP STÂLP	NIVEL	NUMĂR DE ETAJE IDENTICE	ÎNCĂRCĂRI														
			DE SUPRAFAȚĂ							LINIARE							VALOARE TOTALĂ
			Denumire încărcare	Tip încărcare	Suprafață aferentă	Valoare caracteristică	Grupare seismică (GS)			Denumire încărcare	Tip încărcare	Lungime element	Valoare de proiectare	Grupare seismică (GS)			
							Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare					Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare	
					[mp]	[kN/mp]		[kN/mp]	[kN]			[m]	[kN/m]		[kN/mp]	[kN]	[kN]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=6x7	9 = 5x8	10	11	12	13	14	15=13x14	16=12x15	17=(9+16)x2
Interior (SI)	Etaj curent	9	Zona I - grupuri sanitare şi oficii	Permanentă (P)	14,44	6,13	1	6,13	89	Pereti grei tab.1.12	Permanenta (P)	5,25	8,13	1	8,13	43	*1181*
			Zona G - birouri	Permanentă (P)	15,75	5,49	1	5,49	86	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	5,25	3,38	1	3,375	18	*938*
			Zona I - grupuri sanitare şi oficii	Variabilă (U)	14,44	2,50	0,3	0,75	11	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	5,75	4,38	1	4,375	25	*324*
			Zona G - birouri	Variabilă (U)	15,75	2,50	0,3	0,75	12	GP Stalpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16	46	*517*
			Zona I şi G - Pereti despărțitori	Variabilă (U)	30,19	0,80	0,3	0,24	7						0	0	*65*
TOTAL A			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						205	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						131	*3024*
Interior (SI)	Terasă circulabilă	1	Zona K - terasă circulabilă	Permanentă (P)	23,31	7,66	1	7,66	179	Pereti grei tab.1.12	Permanenta (P)	5,25	8,13	1	8,13	43	*221*
			Zona M - spațiu tehnic	Permanentă (P)	6,88	6,13	1	6,13	42	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	5,25	3,38	1	3,375	18	*60*
			Zona K - Terasă circulabilă	Variabilă (Z)	23,31	2,20	0,4	0,88	21	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	5,75	4,38	1	4,375	25	*46*
			Zona M - spațiu tehnic	Variabilă (U)	6,88	2,00	0,3	0,6	4	GP Stalpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16	46	*50*
TOTAL B			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						245	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						131	*377*
Interior (SI)	Terasă necirculabilă	1	Zona N - Terasă necirculabilă	Permanentă (P)	6,88	7,58	1	7,58	52	Atic terasa necirculabila	Permanenta (P)	5,25	3,52	1	3,52	18	*71*
			Zona N - Zapada	Variabilă (Z)	6,88	2,20	0,4	0,88	6	GP Grinzi long.	Permanenta (P)	2,50	3,38	1	3,375	8	*14*
								0	0	GP Grinzi trans.	Permanenta (P)	2,75	4,38	1	4,375	12	*12*
								0	0	GP Stalpi	Permanenta (P)	2,85	16,00	1	16	46	*46*
TOTAL C			TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:						58	TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:						85	*143*
			TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ [TOTAL A + TOTAL B + TOTAL C]:						508	TOTAL DIN ÎNCĂRCĂRI LINIARE [TOTAL A + TOTAL B + TOTAL C]:						347	*3543*

| | | |

Tab. 2.7 – Predimensionare stâlpi marginali transversali și stâlpi marginali longitudinali

PREDIMENSIONARE SECȚIUNILOR TRANSVERSALE	SECȚIUNE PROPUSĂ [mm]
STÂLPI MARGINALI TRANSVERSALI (SMT)	
Verificare condiție din P100-1: ▪ *Condiții de ductilitate locală* $\left.\begin{matrix} v_d \leq 0{,}45 \\ v_d = \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \end{matrix}\right\} \rightarrow \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}45$ $daca: h_c = b_c$ $h_c = \sqrt{\dfrac{N_{Ed,Gs}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\dfrac{2193 \cdot 1000}{0{,}45 \cdot 16{,}67}} = 540{,}68\ mm \rightarrow \mathbf{550\ mm\ x\ 550\ mm}$ $daca: h_c \neq b_c$ $h_c = \dfrac{N_{Ed,Gs}}{b_c \cdot v_d \cdot f_{cd}} = \dfrac{2193 \cdot 1000}{500 \cdot 0{,}45 \cdot 16{,}67} = 584{,}68\ mm \rightarrow \mathbf{500\ mm\ x\ 600\ mm}$ ▪ *Dimensiunea minimă a laturilor* $h_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ***Verificare condiție de rezistență la foc R 90:*** $b_{w\,min} = 400 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***550x550***
STÂLPI MARGINALI LONGITUDINALI (SML)	
Verificare condiție din P100-1: ▪ *Conditii de ductilitate locală* $\left.\begin{matrix} v_d \leq 0{,}45 \\ v_d = \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \end{matrix}\right\} \rightarrow \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}45$ $daca: h_c = b_c$ $h_c = \sqrt{\dfrac{N_{Ed,Gs}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\dfrac{2411 \cdot 1000}{0{,}45 \cdot 16{,}67}} = 566{,}95\ mm \rightarrow \mathbf{600\ mm\ x\ 600\ mm}$ $daca: h_c \neq b_c$ $h_c = \dfrac{N_{Ed,Gs}}{b_c \cdot v_d \cdot f_{cd}} = \dfrac{2411 \cdot 1000}{500 \cdot 0{,}45 \cdot 16{,}67} = 642{,}8\ mm \rightarrow \mathbf{500\ mm\ x\ 650\ mm}$ ▪ *Dimensiunea minimă a laturilor* $h_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ***Verificare condiție de rezistență la foc R 90:*** $b_{w\,min} = 400 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***600x600***

Tab. 2.8 – Predimensionare stâlpi de colț și stâlpi interiori

PREDIMENSIONARE SECȚIUNILOR TRANSVERSALE	SECȚIUNE PROPUSĂ [mm]
STÂLPI DE COLȚ (SC)	
Verificare condiție din P100-1: ▪ *Condiții de ductilitate locală* $\left.\begin{matrix} v_d \leq 0{,}45 \\ v_d = \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \end{matrix}\right\} \rightarrow \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}45$ $daca: h_c = b_c$ $h_c = \sqrt{\dfrac{N_{Ed,Gs}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\dfrac{1407 \cdot 1000}{0{,}45 \cdot 16{,}67}} = 433{,}08\ mm \rightarrow \mathbf{450\ mm\ x\ 450\ mm}$ $daca: h_c \neq b_c$ $h_c = \dfrac{N_{Ed,Gs}}{b_c \cdot v_d \cdot f_{cd}} = \dfrac{1407 \cdot 1000}{400 \cdot 0{,}45 \cdot 16{,}67} = 468{,}9\ mm \rightarrow \mathbf{400\ mm\ x\ 500\ mm}$ ▪ *Dimensiunea minimă a laturilor* $h_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ***Verificare condiție de rezistență la foc R 90:*** $b_{w\,min} = 400 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***450x450***
STÂLPI INTERIORI (SI)	
Verificare condiție din P100-1: ▪ *Condiții de ductilitate locală* $\left.\begin{matrix} v_d \leq 0{,}45 \\ v_d = \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \end{matrix}\right\} \rightarrow \dfrac{N_{Ed,gs}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}45$ $daca: h_c = b_c$ $h_c = \sqrt{\dfrac{N_{Ed,Gs}}{v_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\dfrac{3543 \cdot 1000}{0{,}45 \cdot 16{,}67}} = 687{,}24\ mm \rightarrow \mathbf{700\ mm\ x\ 700\ mm}$ $daca: h_c \neq b_c$ $h_c = \dfrac{N_{Ed,Gs}}{b_c \cdot v_d \cdot f_{cd}} = \dfrac{3543 \cdot 1000}{600 \cdot 0{,}45 \cdot 16{,}67} = 787{,}1\ mm \rightarrow \mathbf{600\ mm\ x\ 800\ mm}$ ▪ *Dimensiunea minimă a laturilor* $h_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ $b_C \geq 300\ mm \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$ ***Verificare condiție de rezistență la foc R 90:*** $b_{w\,min} = 400 \rightarrow \mathbf{conditie\ indeplinita}$	***700x700***

2.5 PREDIMENSIONAREA PEREȚILOR DIN BETON ARMAT

Conform *P 100-1 5.3.2.3* grosimea pereților trebuie să respecte următoarele condiții:

$$b_{wo} \geq max\left\{150\ mm; \frac{h_s}{20}\right\} = max\left\{150\ mm; \frac{3000}{20}\right\}$$

$$b_{wo} \geq max\{150\ mm; 150\ mm\} = 150\ mm$$

Conform *CR 2-1-1.1/2022 7.2.1.2 (3)* grosimea inimii pereților perimetrali de subsol trebuie să respecte următoarele condiții:

$$b_{wo} \geq 200\ mm$$

Conform *NP 112-2014* grosimea inimii pereților perimetrali de subsol trebuie să respecte următoarele condiții:

$$b_{wo} \geq 250\ mm$$

Dimensionarea preliminară a secțiunii pereților structurali conform *CR 2-1-1 6.2* *(normă abrogată)* se face cu relația:

$$\sum A_{ci} \geq \frac{1}{35} \cdot \frac{\gamma_{I,e} \cdot k_s}{q} \cdot \frac{G}{f_{cd}}$$

În cazul clădirilor de tip curent pentru birouri și locuințe, proiectate pentru clasa de ductilitate DCH, se poate face cu relația de mai jos:

$$\sum A_{ci} \geq \frac{1}{200} \cdot k_s \cdot (n \cdot A_{fl}) = \frac{1}{200} \cdot 0{,}3 \cdot (11 \cdot 27{,}8 \cdot 18{,}3) = 8{,}393\ m^2$$

- *Direcția longitudinală*

$$b_{wo} = \frac{\sum A_{ci}}{l_i} = \frac{8{,}393}{2 \cdot 27{,}8} = 0{,}150\ m = 150\ mm$$

- *Direcția transversală*

$$b_{wo} = \frac{\sum A_{ci}}{l_i} = \frac{8{,}393}{2 \cdot 18{,}3 + 2 \cdot 5{,}5} = 0{,}176\ m = 176\ mm$$

unde,

A_{fl}	*aria planșeului;*
n	*numărul de planșee situate deasupra secțiunii considerate;*
$\sum A_{ci}$	*aria însumată a secțiunilor orizontale ale pereților cu contribuție semnificativă în preluarea forțelor orizontale, orientați paralel cu acțiunea forțelor laterale (în m^2);*
$\gamma_{I,e}$	*factor de importanță și expunere la cutremur;*
k_s	*raportul dintre valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare și accelerația gravitațională;* $k_s = \frac{a_g}{g} = \frac{0{,}3g}{9{,}81} = 0{,}3$
q	*factor de comportare specific structurii;*
G	*greutatea construcției în kN;*
f_{cd}	*rezistența de proiectare a betonului la compresiune (MPa);*
l_i	*lungimea pereților pe direcția de calcul;*
b_{wo}	*grosimea peretelui.*

Conform *Anexei VI tabelul A.VI.4* preluat din *SR EN 1992-1-2:2006* grosimea minimă a pereților din beton armat pentru rezistența la foc REI 90 (perete expus pe două fețe) va fi:

$$b_{wo} \geq 170\ mm$$

Pentru structura propusă se va adopta următoarea secțiune:

$$\boldsymbol{b_{wo} = 400\ mm}$$

2.6 PREDIMENSIONAREA RADIERULUI

Conform *NP 112-2014* grosimea minimă a radierelor se va lua 1/10 din deschiderea maximă interax, recomandabil 1/8 și nu mai puțin de 400 mm.

$$h_r = max\left\{\begin{matrix}400\ mm \\ \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) \cdot l_i\end{matrix}\right\} = max\left\{\begin{matrix}400\ mm \\ \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 6000\end{matrix}\right\} = max\left\{\begin{matrix}400\ mm \\ 750 \div 600\end{matrix}\right\} = 750\ mm$$

$$\boldsymbol{Se\ va\ adopta\ h_r = 1000\ mm}$$

CAPITOLUL 3: MODELAREA STRUCTURII ÎN PROGRAMUL DE CALCUL STRUCTURAL ETABS

3.1 ALCĂTUIREA MODELULUI DE CALCUL

Modelul static se va alcătui utilizând secțiunile predimensionate în *capitolul 2*. Pentru calcul structural se va utiliza programul de calcul cu element finit *ETABS v20.3.0.* În *figurile 3.1÷3.7* este prezentată reprezentarea spațială, în plan și în elevația a modelului static.

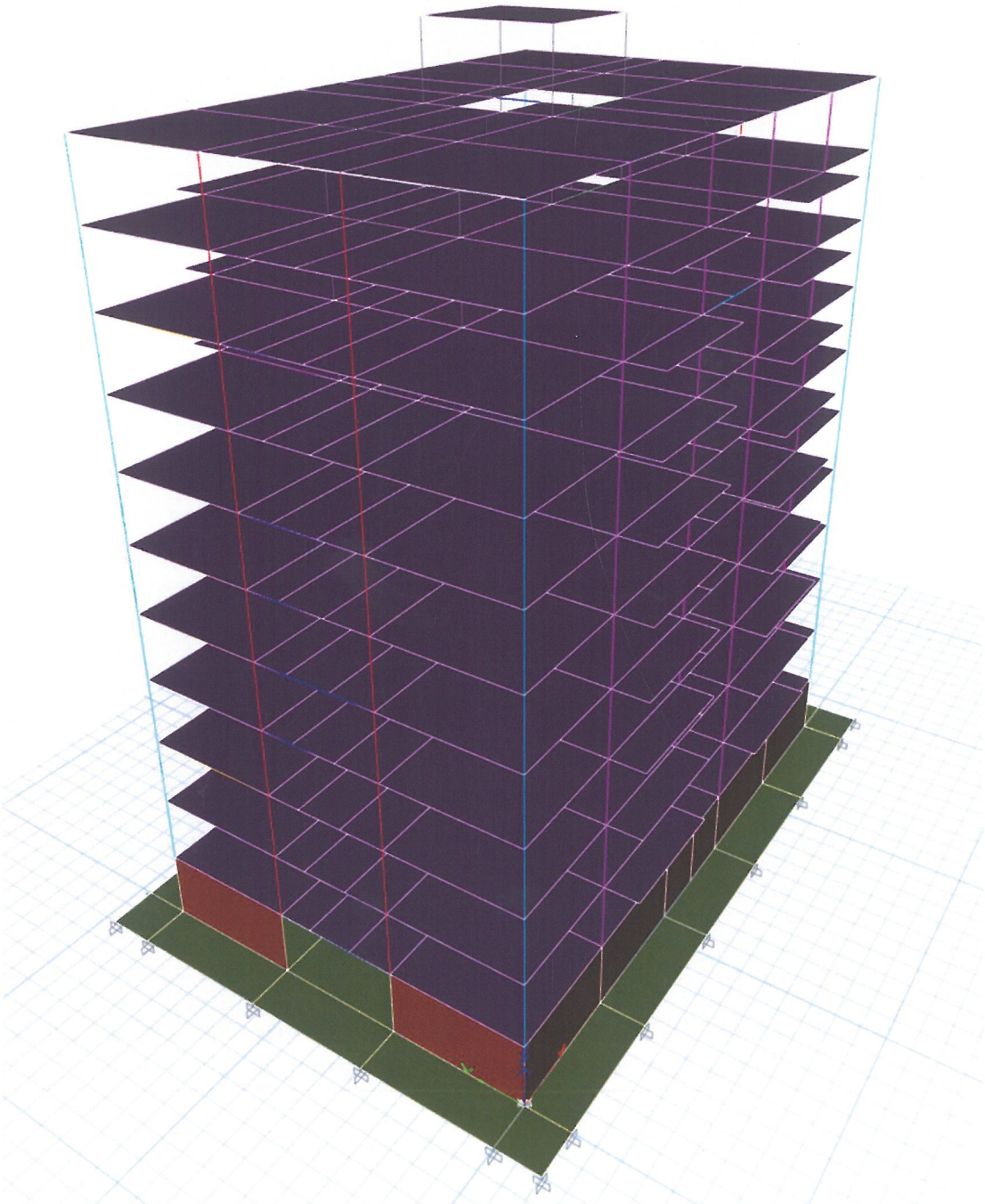


Fig. 3.1 – Reprezentarea spațială a structurii modelată în programul de calcul ETABS

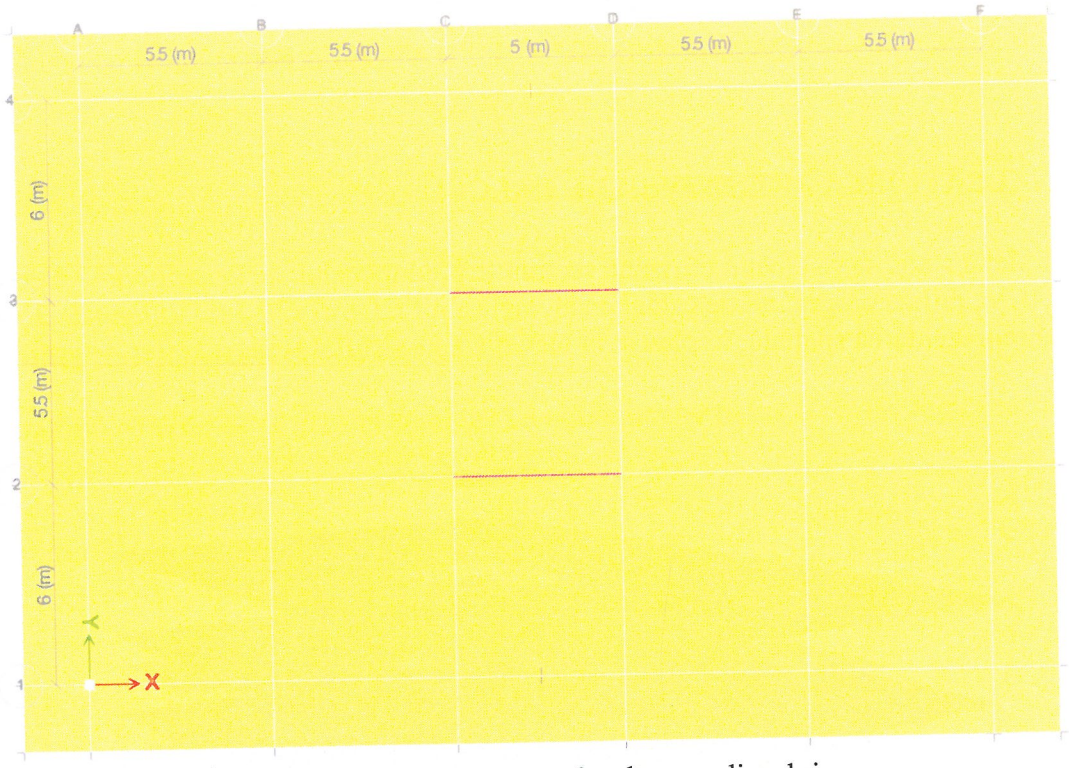


Fig. 3.2 – Reprezentarea în plan a radierului

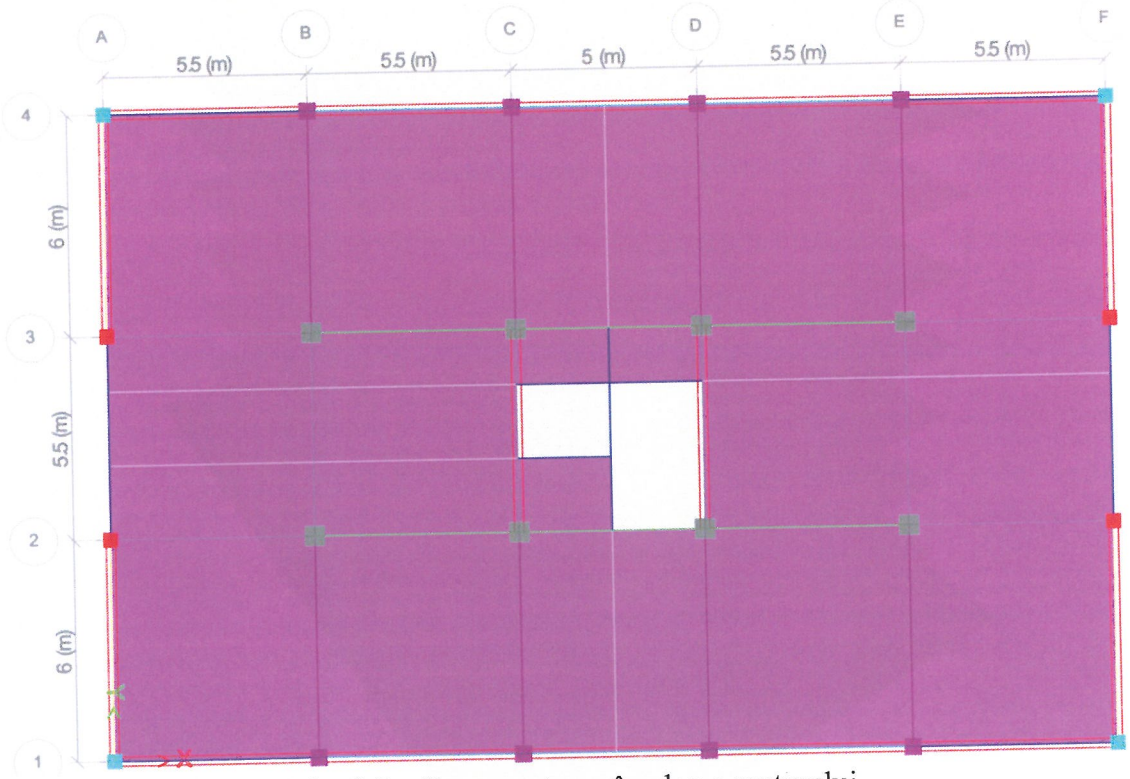


Fig. 3.3 – Reprezentarea în plan a parterului

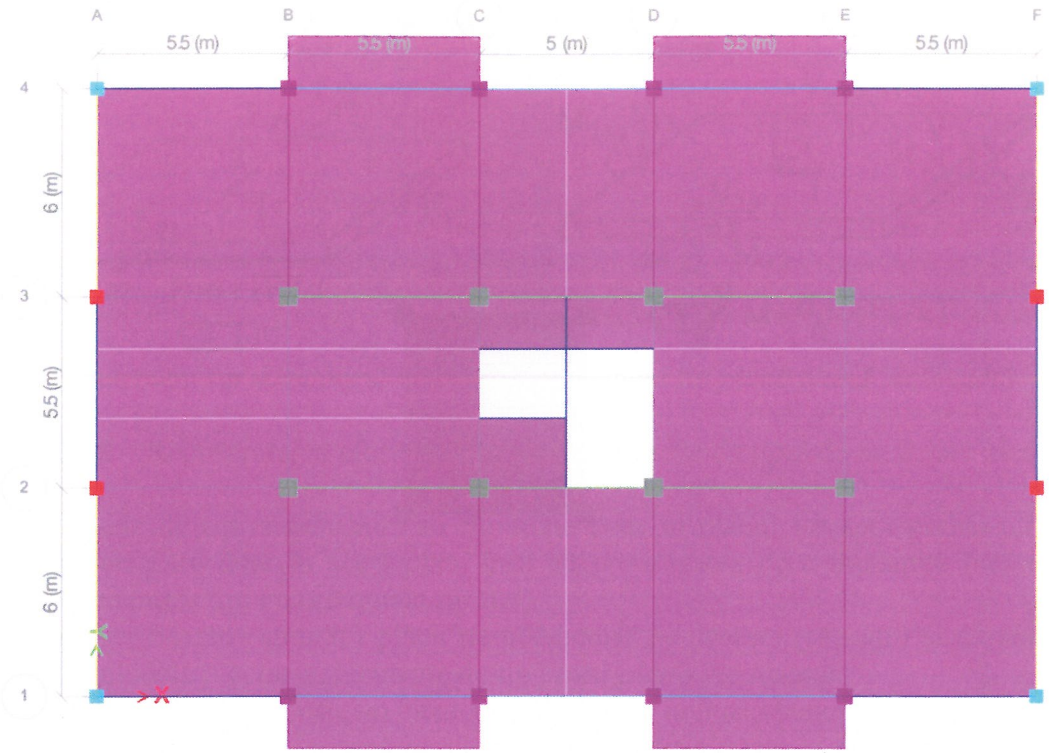


Fig. 3.4 – Reprezentarea în plan a etajului curent

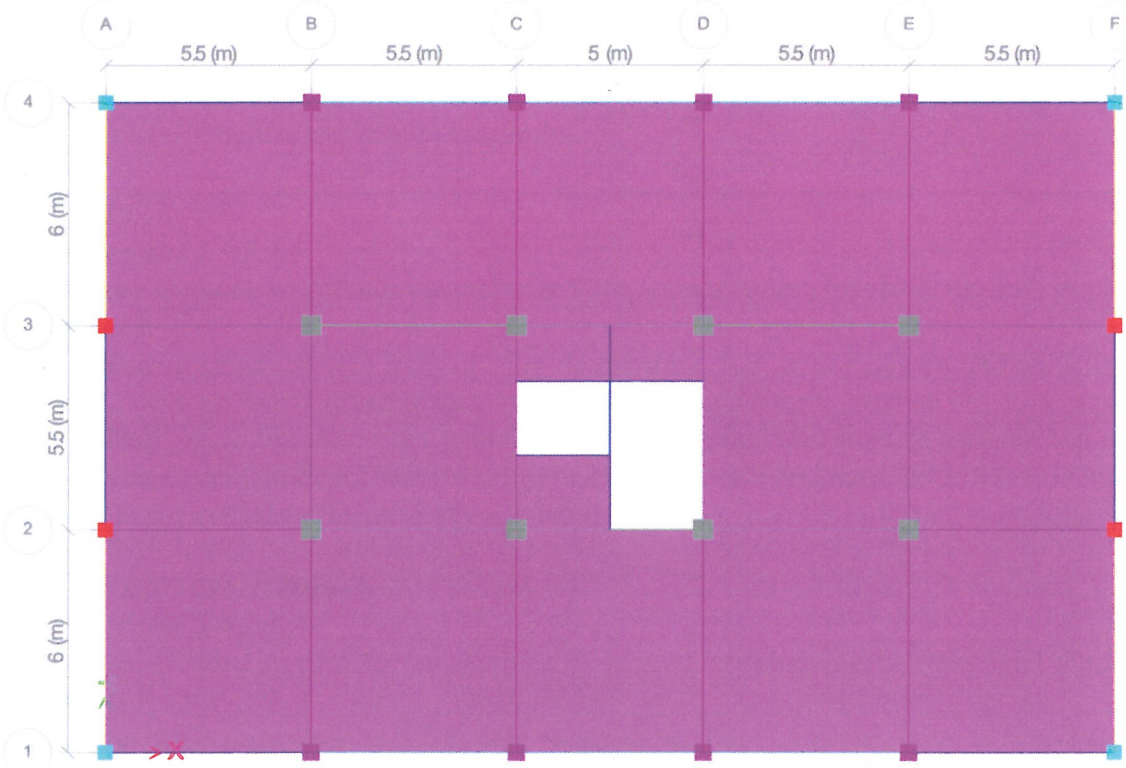


Fig. 3.5 – Reprezentarea în plan a terasei circulabile

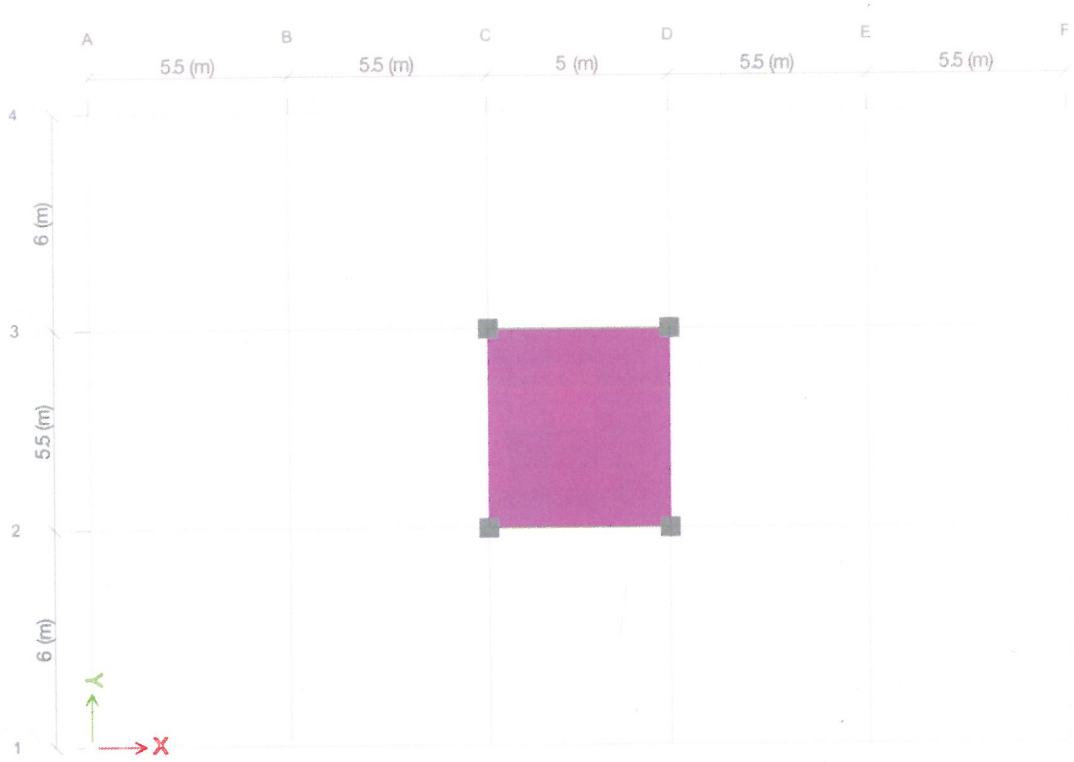


Fig. 3.6 – Reprezentarea în plan a terasei necirculabile

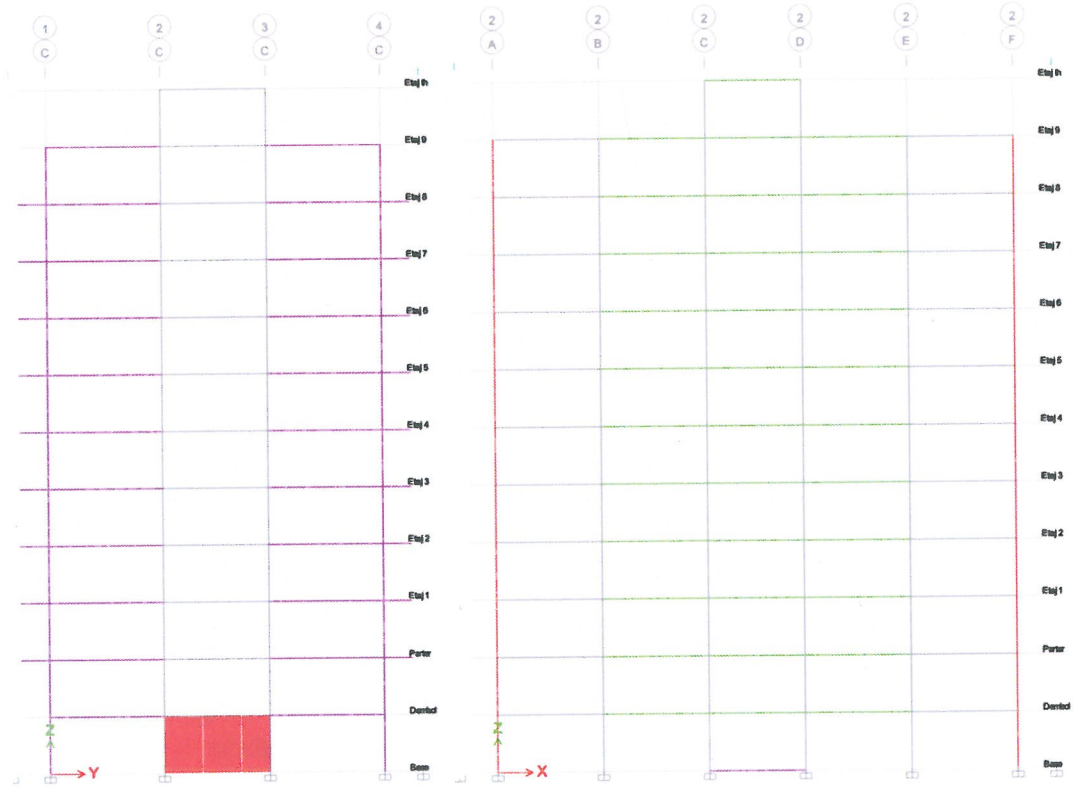
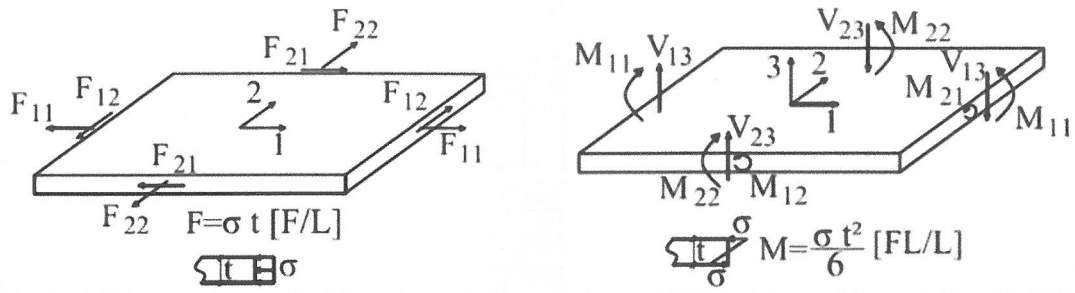


Fig. 3.7 – Reprezentarea elevației cadru transversal și longitudinal

Diferențe între elementele de suprafață de tip *membrană* și tip *shell* utilizate în programele de calcul structural:



a) element tip *membrană* b) element tip *placă plană încovoiată*

Fig. 3.8 – Reprezentarea eforturilor în plăci în funcție de tipul de modelare ales

Elementele de tip *membrană* au rigiditate doar în planul lor (pot prelua eforturi de încovoiere şi forfecare doar în acest plan, însă au proprietatea de a transmite încărcările de suprafață la elementele liniare orizontale (grinzi).

Pentru verificarea rigidității plăcii perpedincular pe aceasta (săgeata) și dimensionarea acesteia se vor modela plăcile cu elemente de tip *placă plană încovoiată.*

Elementul de tip *shell* este un element complex ce îmbină elementul de tip *membrană* și elementul de tip *placă plană încovoiată*, elementul având rigiditate în planul său și în direcție normală pe planul său. În programul *ETABS* aceste elemente sunt de două tipuri, elemente de tip *shell-thin* (placă subțire, utilizat în general la modelarea plăcile etajelor), respectiv *shell-thick* (placă groasă utilizat în general la modelarea radiere). Diferențele între aceste două tipuri de plăci sunt următoarele: prin modelarea cu plăci subțiri se neglijează deformarea transversală datorată forfecării, în timp ce utilizarea plăcii groase ține cont de comportamentul la forfecare. În modelul propus placa se va considera de tip *shell-thin* pentru plăcile etajelor curente (inclusiv placa peste subsol) și *shell-thick* pentru modelarea radierului.

Conform P 100-1

Paragraful 5.3.4.1.1

Lățimea efectivă a grinzilor cu secțiune *T*, în zona aripilor, b_{eff}, se determină după cum urmează:

- în cazul grinzilor care intră în stâlp de margine, b_{eff} se ia egală cu lățimea stâlpului, b_c, dacă nu există grinzi transversale în nod, și egală cu b_c plus de două ori grosimea plăcii, h_f, de fiecare parte a grinzii, dacă există grinzi transversale care intră în nod;
- în cazul grinzilor care intră în stâlpi interiori, b_{eff} este mai mare decât valorile indicate mai sus cu $2h_f$ de fiecare parte a grinzii.

Conform SR EN 1998-1:2014

Paragraful 5.4.3.1.1.

Lățimea efectivă a grinzilor cu secțiune *T*, în zona aripilor, b_{eff}, se determină după cum urmează:

- la grinzile principale la seism care reazemă pe stâlpi exteriori, lățimea activă a plăcii b_{eff} este luată, în absența unei grinzi transversale, egală cu latimea b_c a stâlpului (*figura 3.4b*), sau dacă există o grindă transversală cu o înălțime similară, egală cu lățimea acesteia majorată cu $2h_f$ de fiecare parte a grinzii (*figura 3.9a*);
- la grinzile principale la seism, care reazemă pe stâlpi interiori, lățimile de mai sus pot fi majorate cu $2h$ de fiecare parte a grinzii (*figura 3.9c și d*).

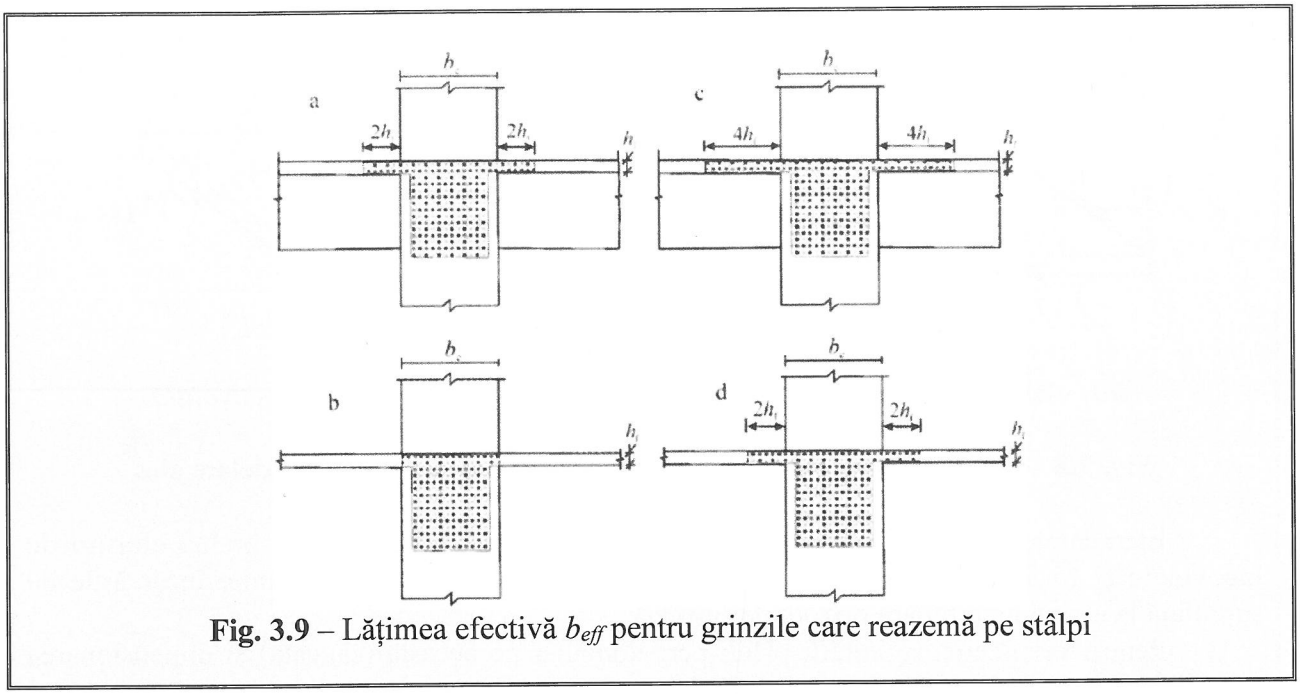


Fig. 3.9 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile care reazemă pe stâlpi

În continuare se vor utiliza prevederile din *P 100-1*, care sunt similare cu cele din *SR EN 1991:2014*.

Definirea secțiunilor de tip *T* și calculul dimensiunii b_{eff} pentru grinzi s-a făcut astfel:

- **GRINZI LONGITUDINALE**

  GLE-M 30x60 (bc+2x2hp) – grindă longitudinală exterioară – marginală cu secțiunea 30x55 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot h_p + 2 \cdot h_p = 45 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 0 = \mathbf{75\ cm}$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi de margine la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.10).

Deoarece placa nu depășește fața exterioară a stâlpului (spre exterior) se va considera în calculul b_{eff} doar lățimea stâlpului și de două ori grosimea plăcii (doar placa dinspre interior, măsurată de la fața stâlpului). Grinda este rezemată pe stâlpi cu dimensiuni diferite, în calcul se va considera varianta mai dezavantajoasă, cu lățimea stâlpului mai mică.

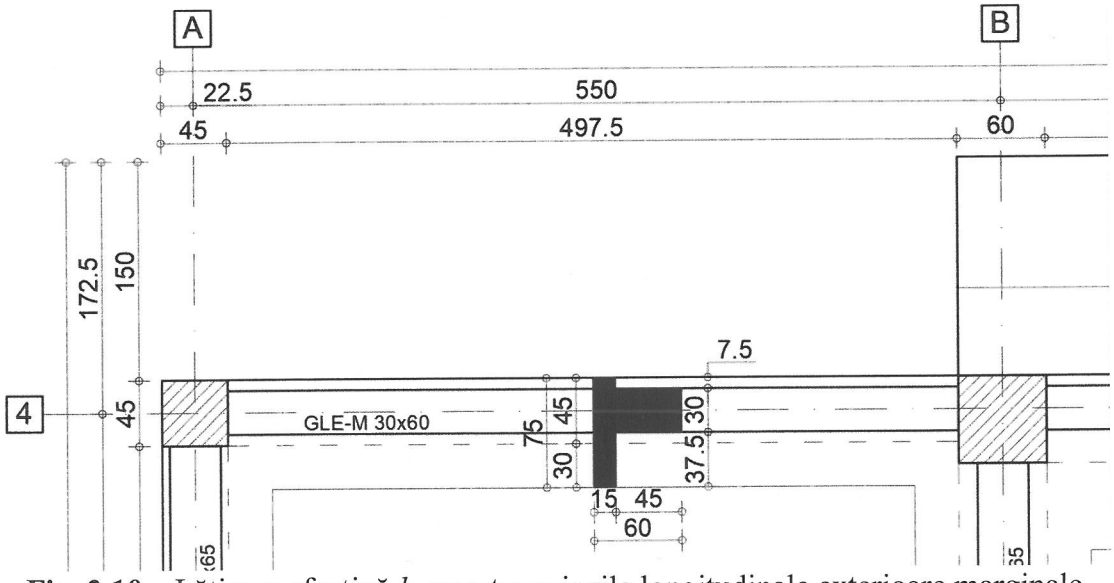


Fig. 3.10 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare marginale

GLE-C1 30x60 (bc+2x4hp) – grindă longitudinală exterioară – centrală cu secțiunea 30x55 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 4 \cdot h_p + 4 \cdot h_p = 60 + 4 \cdot 15 + 4 \cdot 15 = \mathbf{180\ cm}$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grinda rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.11).

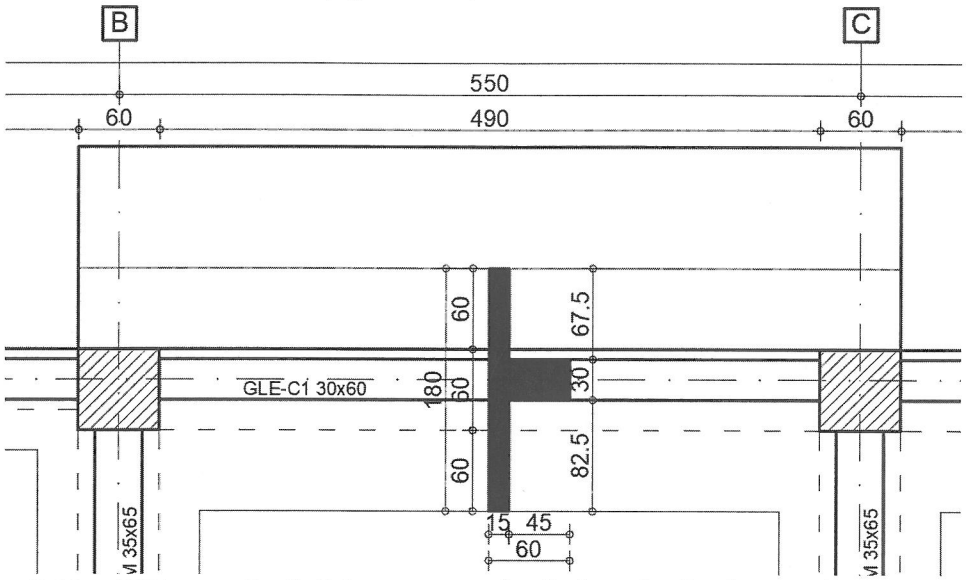


Fig. 3.11 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare centrale

GLE-C2 30x60 (bc+2x4hp) – grindă longitudinală exterioară – centrală cu secțiunea 30x55 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 4 \cdot h_p + 4 \cdot h_p = 60 + 4 \cdot 15 + 4 \cdot 0 = 120\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.12).

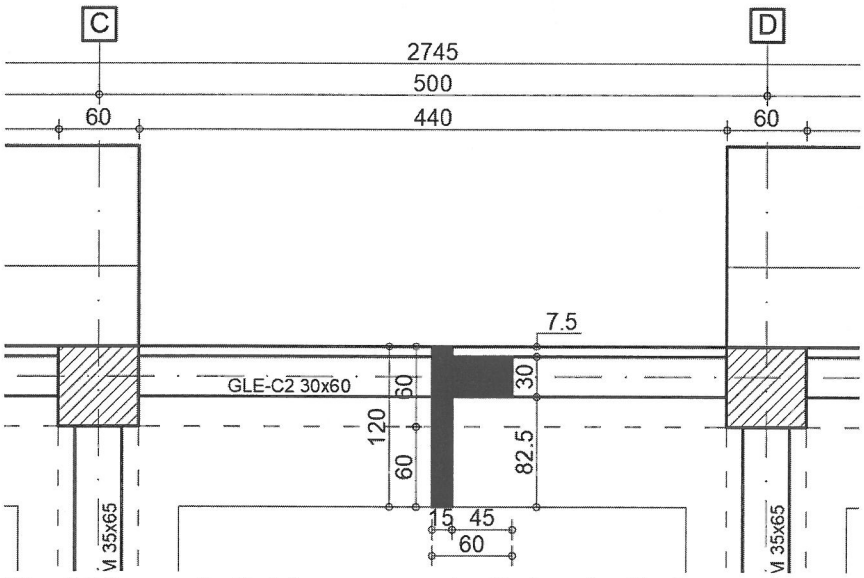


Fig. 3.12 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale exterioare centrale

GLI-M 30x60 (bc+2x2hp) – grindă longitudinală interioară – marginală cu secțiunea 30x55 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot h_p + 2 \cdot h_p = 55 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 15 = 115\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi exteriori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.13).

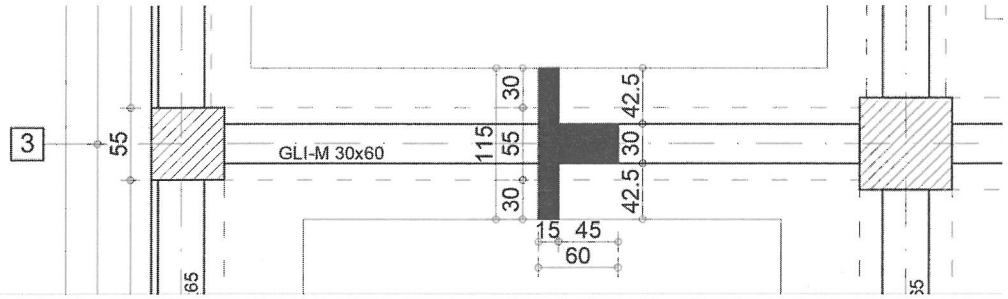


Fig. 3.13 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale interioare marginale

GLI-C 30x60 (bc+2x4hp) – grindă longitudinală interioară – centrală cu secțiunea 30x55 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 4 \cdot h_p + 4 \cdot h_p = 70 + 4 \cdot 15 + 4 \cdot 15 = 190\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.14).

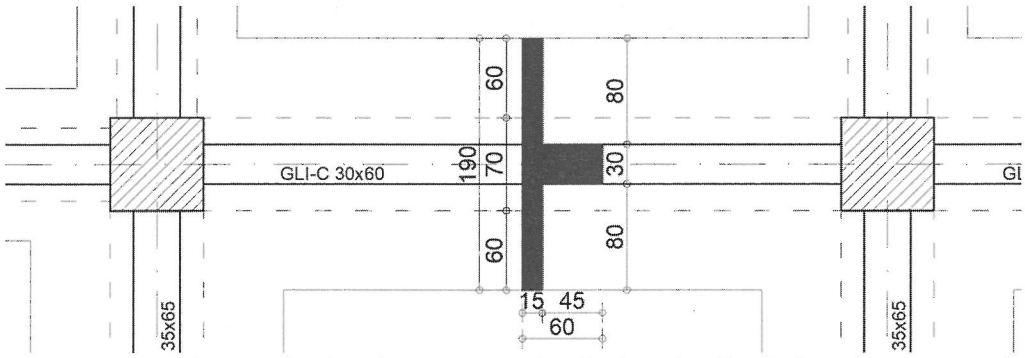


Fig. 3.14 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale interioare centrale

- **GRINZI TRANSVERSALE**

GTE-M 35x65 (bc+2x2hp) – grindă transversală exterioară – marginală cu secțiunea 35x65 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot h_p + 2 \cdot h_p = 45 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 0 = 75\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi exteriori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.15).

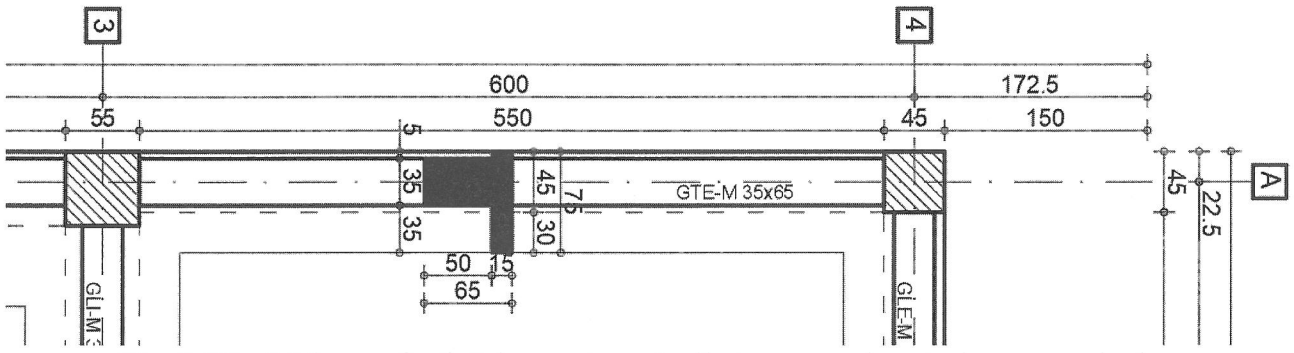


Fig. 3.15 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale exterioare marginale

GTE-C 35x65 (bc+2x4hp) – grindă transversală exterioară – centrală cu secțiunea 35x65 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 4 \cdot h_p + 4 \cdot h_p = 55 + 4 \cdot 15 + 4 \cdot 0 = 115\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.16).

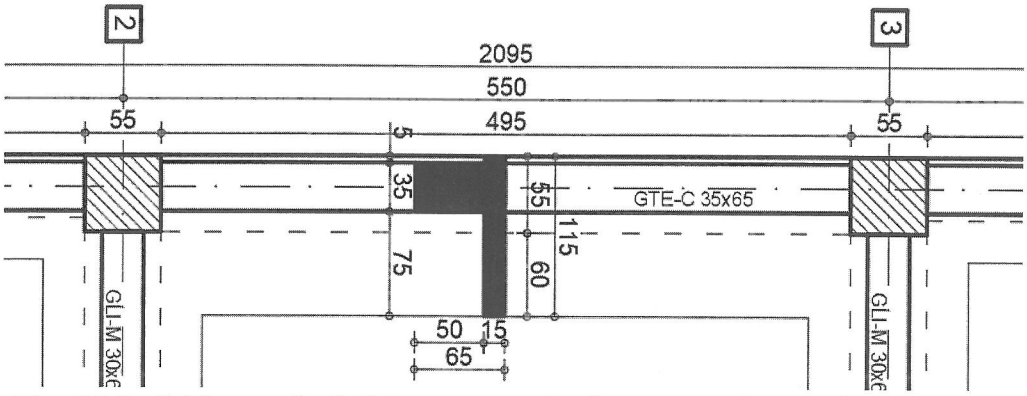


Fig. 3.16 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale exterioare centrale

GTI-M 35x65 (bc+2x2hp) – grindă transversală interioară – marginală cu secțiunea 35x65 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot h_p + 2 \cdot h_p = 60 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 15 = 120\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.17).

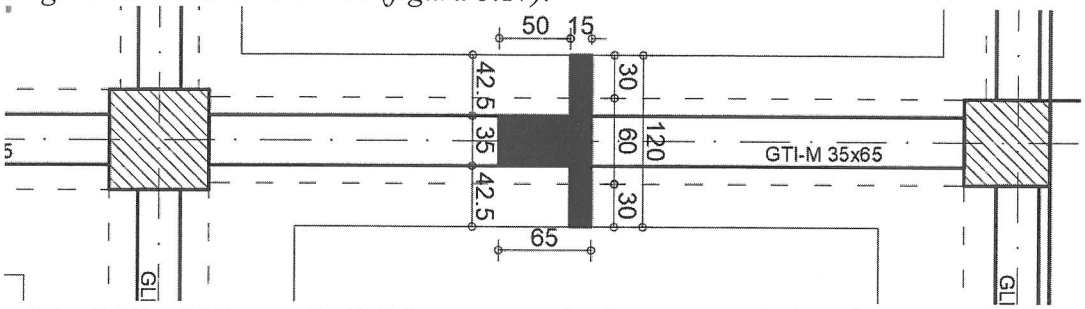


Fig. 3.17 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale interioare marginale

GTI-C 35x65 (bc+2x4hp) – grindă transversală interioară – centrală cu secțiunea 35x65 și dimensiunea b_{eff} egală cu:

$$b_{eff} = b_c + 4 \cdot h_p + 4 \cdot h_p = 70 + 4 \cdot 15 + 4 \cdot 15 = 190\ cm$$

Conform P 100-1 se consideră astfel: grindă rezemată pe stâlpi interiori la care sunt prevăzute grinzi transversale în nod (figura 3.18).

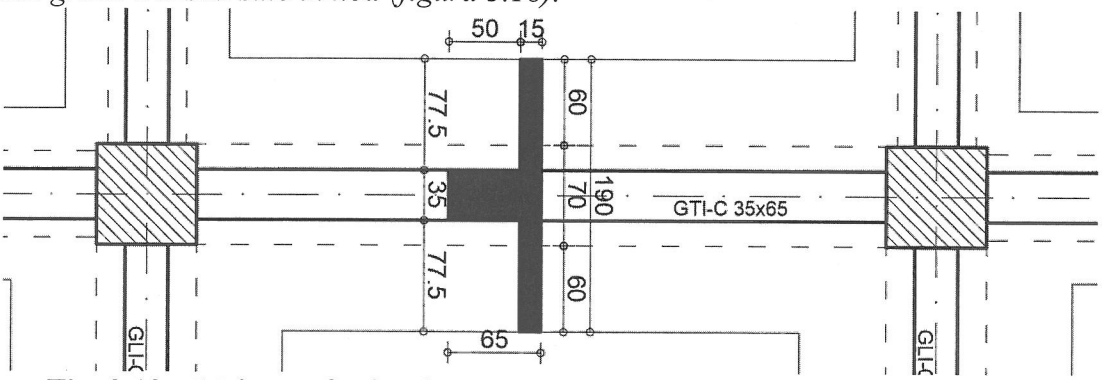


Fig. 3.18 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile transversale interioare centrale

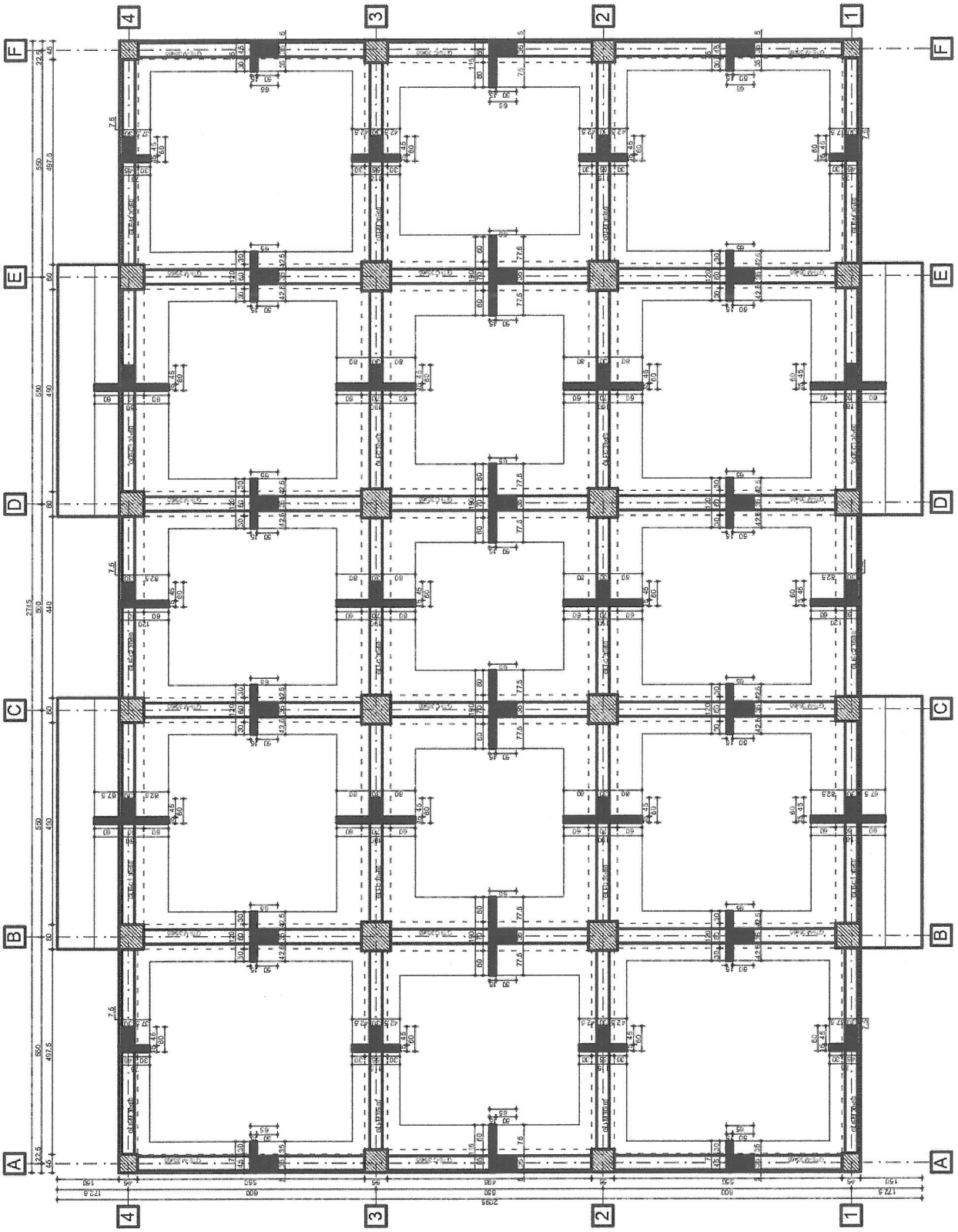


Fig. 3.19 – Lățimea efectivă b_{eff} pentru grinzile longitudinale și transversale

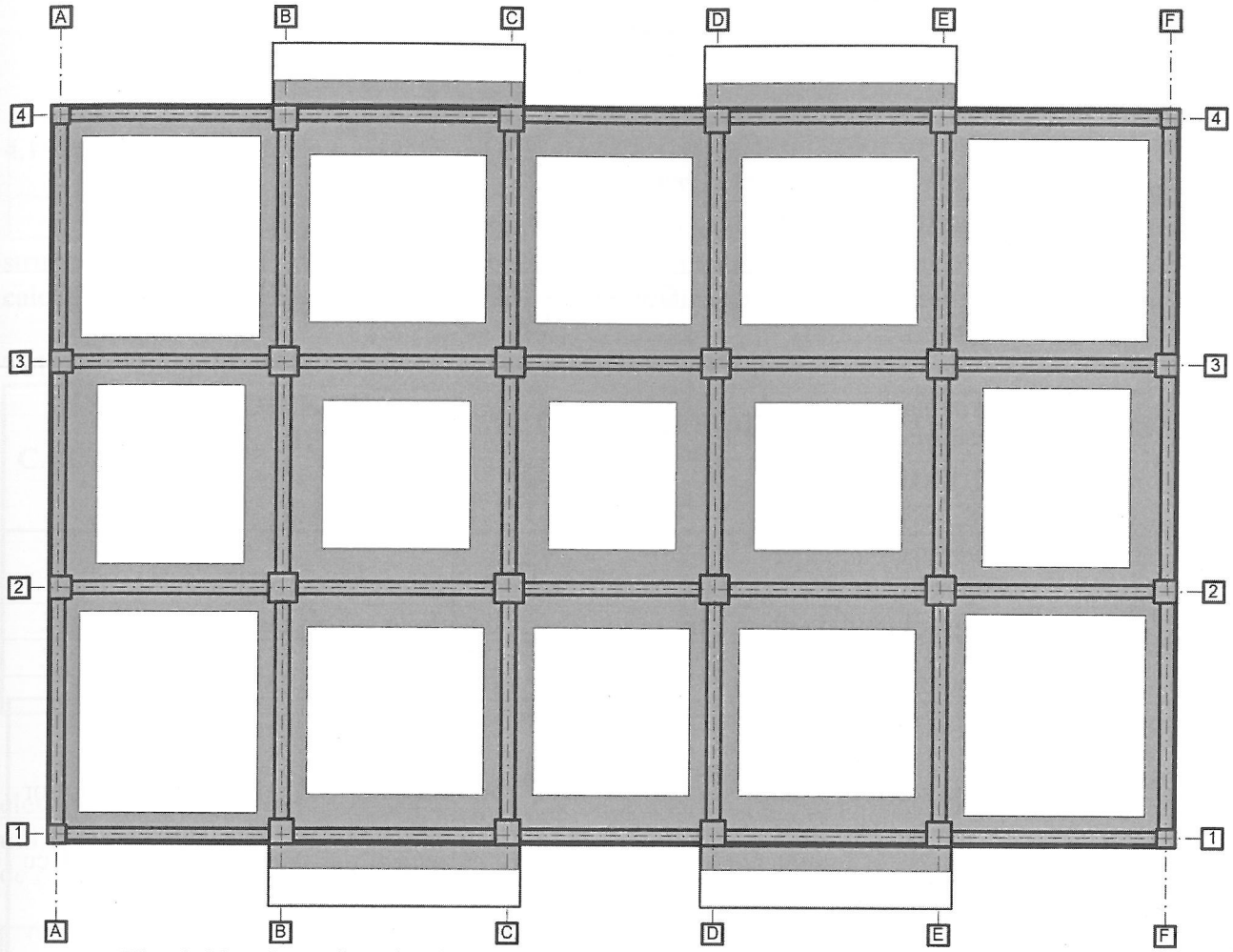


Fig. 3.20 – Suprafața de placă considerată în calcul pe baza lățimii efective b_{eff}

Pentru alcătuirea modelul de calcul s-a procedat astfel:

- greutatea proprie a structurii a fost scăzută din greutatea totală calculată în *capitolul I*, aceasta fiind adăugată automat de către program;
- încărcările de suprafață calculate în *capitolul 1* au fost aplicate pe elementele de suprafață (plăci);
- încărcările liniare calculate în *capitolul 1* au fost aplicate pe elementele liniare (grinzi);
- pentru atribuirea încărcărilor liniare pe elemente de suprafață, în zonele în care nu avem grinzi (Ex.: un perete greu rezemat direct pe placă), a fost introdus un element tip bară, fără greutate și rigiditate, denumit arbitrar *G0*. Versiunea utilizată a programul *ETABS* permite aplicare încărcărilor liniare doar pe elemente de tip bară;
- rigiditatea la torsiune a grinzilor a fost redusă *(Torsional Constant = 0,1)*;
- plăcile au fost modelate cu elemente de tip *membrană (Modeling Type → Membrane)*;
- nodurile au fost modelate rigid, iar rigiditatea nodurilor a fost redusă la 80% *(Rigid-zone factor = 0,80)*;
- grinzile au fost modelate cu secțiune de tip *T*. Prin modelarea grinzilor cu secțiune de tip *T* volumul plăcii se suprapune cu volumul aripilor grinzilor *T*, acest fapt conducând la o sporire a maselor în structură. Pentru corectarea acestui aspect se va aplica un coeficient adimensional pentru reducerea masei și greutății (*Property/Stiffness Modification Factors (Mass și Weight)*). Coeficientul de reduce, denumit în acest îndrumar c_r, este egal cu raportul între aria secțiuni dreptunghiulare și aria secțiunii de tip *T*, și se calculează cu relația:

$$c_r = \frac{A_{gr}}{A_{gr\,T}}$$

unde,

c_r	*coeficient de reducere;*
A_{gr}	*aria secțiunii dreptunghiulare a grinzi;*
$A_{gr\,T}$	*aria secțiunii „T" a grinzi.*

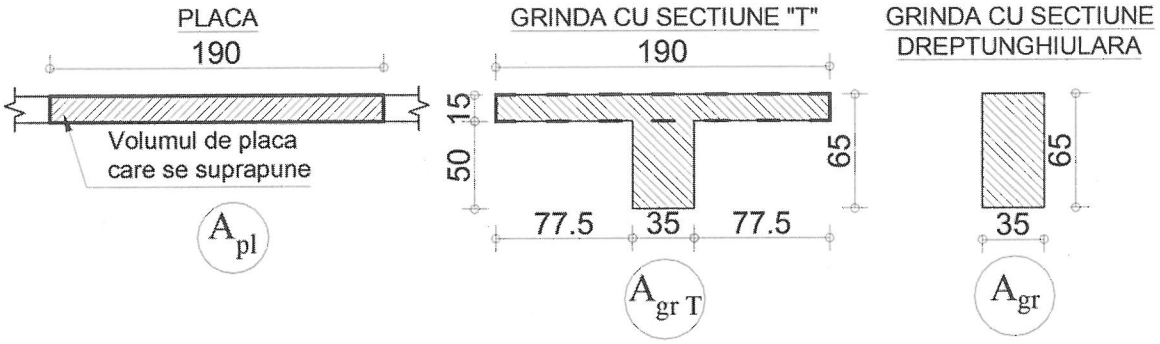


Fig. 3.21 – Volumul de placă care se suprapune cu aripile grinzii cu secțiune *T*

Conform P 100-1

Paragraful 4.5.2 (4)

În modelarea deformabilității structurii trebuie considerată și comportarea conexiunilor dintre grinzi, stâlpi și/sau pereți structurali.

Se vor introduce în model și elementele fără rol structural dar care interacționează cu structura influențând răspunsul seismic al ansamblului structural.

Notă: În acest caz se află, de exemplu, pereții de compartimentare care sporesc semnificativ rigiditatea laterală și rezistența structurilor în cadre.

Paragraful 5.1.2 (1)

Cadru: subansamblu structural alcătuit din grinzi și stâlpi conectați rigid în noduri (noduri care restricționează rotirea relativă a grinzilor și stâlpilor în secțiunea învecinată nodului).

Notă: Subansamblele structurale alcătuite din grinzi și stâlpi pot fi considerate cadre numai dacă grinzile, stâlpii și nodurile îndeplinesc prevederile din acest capitol.

CAPITOLUL 4: VERIFICAREA RIGIDITĂȚII LA FORȚE LATERALE

4.1 DETERMINAREA METODEI DE CALCUL STRUCTURAL

În funcție de regularitatea structurii în plan și elevație se pot adopta metode de calcul structural simplificate sau mai compexe. Pentru determinarea metodei maxime de simplificare a calculului care se poate adapta se vor verifica condițiile din *tabelul 4.1*.

Tab. 4.1 – Simplificări de calcul maxime admise

CAZ	CLĂDIRE CU REGULARITATE		SIMPLIFICARE DE CALCUL MAXIMĂ ADMISĂ	
	ÎN PLAN	ÎN ELEVAȚIE	MODEL DE CALCUL	METODE DE CALCUL STRUCTURAL
1	Da	Da	Plan	Metoda forțelor laterale statice echivalente
2	Da	Nu	Plan	Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns
3	Nu	Da	Spațial	
4	Nu	Nu	Spațial	

Structura propusă a fost clasificata conform *cap.1.5* ca și structură regulată în plan și elevație. Pentru structura propusă se poate adopta metoda de calcul structural simplificată prin utilizarea metodei forțelor laterale statice echivalente, cu mențiunea că trebui ca și condiția ce ține de perioada fundamentală T_1 să fie îndeplinită.

Metoda forțelor laterale statice echivalente se aplică ***conform P 100-1 4.5.3.2.1*** în următoarele condiții: răspunsul seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație, la care modul propriu fundamental pe fiecare direcție principală este de translație și are contribuție predominantă în răspunsul seismic total.

Cerința enumerată mai sus este considerată satisfacută dacă:

- Perioadele fundamentale corespunzătoare direcțiilor orizontale principale, T_1, respectă condiția:

$$T_1 \leq 1{,}5s$$

- Sunt satisfăcute criteriile de regularitate structurală în plan și cele pentru regularitate în elevație (verticală);

În continuare se va utiliza în calcul metoda cu spectre de răspuns, iar metoda de calcul structural cu forțe statice echivalente se va utiliza doar pentru:

- compararea valorii forțelor tăietoare de bază obținute prin metoda de calcul cu spectre de răspuns și forțe laterale statice echivalente;
- pentru evaluarea eforturilor obținute după un anumit sens al forței seismice;
- pentru compararea reacțiunilor la baza construcției;
- pentru verificarea condiții din *P 100-1 4.5.3.3.1 (12)*: dacă forța tăietoare de bază rezultată în urma combinării modale a eforturilor imediat deasupra secțiunii teoretice de încastrare, $F_{b,t}$, este mai mică decât 85% din forța tăietoare de bază, F_b, calculată conform *P 100-1 4.5.3.2.2.*, eforturile și deformațiile rezultate din calculul structural se amplifică cu factorul $0{,}85F_b/F_{b,t}$.

Recomandabil ar fi ca tot timpul calculul să se faca prin ambele metode, dacă programul de calcul utilizat permite acest lucru.

4.2 VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA STAREA LIMITĂ DE SERVICIU

Verificarea la stare limită de serviciu se face conform *Anexei E din P 100-1* și are drept scop **menținerea funcțiunii principale** a clădirii în urma unor cutremure ce pot aparea de mai multe ori în viața construcției, prin limitarea degradărilor elementelor nestructurale și a componentelor instalațiilor construcțiilor. Prin satisfacerea acestei condiții se limitează implicit costurile și durata reparațiilor necesare pentru aducerea construcției în situația premergătoare seismului.

Verificarea deplasărilor se face cu următoarea formulă:

$$d_r^{SLS} = v \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

unde,

d_r^{SLS}	*deplasarea relativă de nivel cauzată de acțiunea seismică asociată SLS;*
d_{re}	*deplasarea relativă de nivel determinată prin calcul structural prin metoda forțelor seismice statice echivalente sau metoda de calcul modal cu spectre de răspuns.* ***La calculul d_{re} se poate lua în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrămați, extragând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o constribuție semnificativă la valoarea deformației totale****. Pentru elementele structurale de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată pentru calculul valorii d_{re} se stabilieşte conform prevederilor din Anexa VII tabelul A.VII.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt redate în capitolele relevante din P 100-1;*
v	*factorul de reducere care ține seama de intervalul de recurență mai redus al acțiunii seismice asociat verificarilor pentru SLS;* $\boldsymbol{v = 0,5}$
$d_{r,a}^{SLS}$	*valoarea admisibilă a deplasărilor relative de nivel conform prevederilor din Anexa VII tabelul A.VII.2.*

Conform *Anexei VII tabelul A.VII.1* pentru structuri de tip cadre la care componentele nestructurale nu contribuie semnificativ la rigiditatea de ansamblu a structurii la acțiuni orizontale se va reduce rigiditatea cu 50%. Acest lucru se poate face fie prin reducerea modului de elasticitate al betonul nefisurat E_c prin înmulțire cu *0,5* sau prin reducerea prin înmulțire cu *0,5* a momentului de inerție pe cele două direcții principale *„Property/Stiffness Modification Factors" (Moment of Inertie about 2 axis și Moment of Inertie about 3 axis).*

$$\boldsymbol{0,5 \cdot E_c \cdot I_g}$$

În situația în care pereții nestructurali din zidărie sunt realizați de la nivelul de încastrare până la ultimul nivel al clădirii (situație întâlnită la clădirile de locuit fără spații comerciale la parter), se poate utiliza valoarea întreagă a modulului de elasticitate „$E_c \cdot I_g$" însă valoarea admisibilă a driftului nu va depăși 0,005h.

Conform P 100-1 Anexa E E.1 (5) la verificarea fațadelor cortina și a altor fațade agățate de structură, valoarea de proiectare a deplasărilor se ia cu 30% mai mare decât cea obținută prin prin calcul. **Valorile admisibile ale deplasărilor relative de nivel constituie date de temă pentru proiectantul și producătorul fațadei.**

Conform *tabelului 4.2* pentru verificarea deplasărilor pe direcția X și *tabelului 4.3* pentru verificarea deplasărilor pe direcția Y se constată ca structura nu îndeplinește cerințele minime de deplasare la stare limită de serviciu.

Tab. 4.2 – Verificare deplasări laterale și drift la SLS pe direcția X

VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA SLS - DIRECȚIA X												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	v	q	DEPLASĂRI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
								d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	
			[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]			[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,005	3000	85	2,00	0,5	5	**5,00**	**15**	**1,67**	**5**	**33**
2	Etaj 9	0,005	3000	87	2,00	0,5	5	**5,00**	**15**	**1,67**	**5**	**33**
3	Etaj 8	0,005	3000	85	5,00	0,5	5	**12,50**	**15**	**4,17**	**5**	**83**
4	Etaj 7	0,005	3000	80	7,00	0,5	5	**17,50**	**15**	**5,83**	**5**	**117**
5	Etaj 6	0,005	3000	73	8,00	0,5	5	**20,00**	**15**	**6,67**	**5**	**133**
6	Etaj 5	0,005	3000	65	9,00	0,5	5	**22,50**	**15**	**7,50**	**5**	**150**
7	Etaj 4	0,005	3000	56	11,00	0,5	5	**27,50**	**15**	**9,17**	**5**	**183**
8	Etaj 3	0,005	3000	45	11,00	0,5	5	**27,50**	**15**	**9,17**	**5**	**183**
9	Etaj 2	0,005	3000	34	12,00	0,5	5	**30,00**	**15**	**10,00**	**5**	**200**
10	Etaj 1	0,005	3000	22	12,00	0,5	5	**30,00**	**15**	**10,00**	**5**	**200**
11	Parter	0,005	3000	10	9,54	0,5	5	**23,85**	**15**	**7,95**	**5**	**159**
12	Demisol	0,005	3000	0,5	0,46	0,5	5	**1,15**	**15**	**0,38**	**5**	**8**
13	Base	0,005	3000	0,0	0,00	0,5	5	**0,00**	**15**	**0,00**	**5**	**0**

Tab. 4.3 – Verificare deplasări laterale și drift la SLS pe direcția Y

VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA SLS - DIRECȚIA Y												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	v	q	DEPLASĂRI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
								d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	
			[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]			[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,005	3000	86	8,00	0,5	5	**20,00**	**15**	**6,67**	**5**	**133**
2	Etaj 9	0,005	3000	94	4,00	0,5	5	**10,00**	**15**	**3,33**	**5**	**67**
3	Etaj 8	0,005	3000	90	5,00	0,5	5	**12,50**	**15**	**4,17**	**5**	**83**
4	Etaj 7	0,005	3000	85	8,00	0,5	5	**20,00**	**15**	**6,67**	**5**	**133**
5	Etaj 6	0,005	3000	77	9,00	0,5	5	**22,50**	**15**	**7,50**	**5**	**150**
6	Etaj 5	0,005	3000	68	10,00	0,5	5	**25,00**	**15**	**8,33**	**5**	**167**
7	Etaj 4	0,005	3000	58	11,00	0,5	5	**27,50**	**15**	**9,17**	**5**	**183**
8	Etaj 3	0,005	3000	47	12,00	0,5	5	**30,00**	**15**	**10,00**	**5**	**200**
9	Etaj 2	0,005	3000	35	12,00	0,5	5	**30,00**	**15**	**10,00**	**5**	**200**
10	Etaj 1	0,005	3000	23	13,00	0,5	5	**32,50**	**15**	**10,83**	**5**	**217**
11	Parter	0,005	3000	10	9,00	0,5	5	**22,50**	**15**	**7,50**	**5**	**150**
12	Demisol	0,005	3000	1,0	0,99	0,5	5	**2,48**	**15**	**0,83**	**5**	**17**
13	Base	0,005	3000	0,0	0,01	0,5	5	**0,02**	**15**	**0,01**	**5**	**0**

Valorile din *tabelele 4.2, 4.3, 4.4 si 4.5* reprezintă:

- *Coloana 0:* Numerotarea rândurilor;
- *Coloana 1:* Denumirea etajului;
- *Coloana 2:* Valoarea admisibilă conform *Anexa VII tabelul A.VII.2*;
- *Coloana 3:* Înălțimea etajului;
- *Coloana 4:* Deplasarea de nivel pe direcția respectivă rezultată din programul de calcul;
- *Coloana 5:* Diferența între deplasarea de la etajul superior și deplasarea de la etajul imediat inferior;
- *Coloana 6:* Factor de reducere;

- *Coloana 7:* Factor de comportare;
- *Coloana 8:* Deplasarea relativă de nivel;
- *Coloana 9:* Deplasarea admisibilă de nivel;
- *Coloana 10:* Driftul relativ de nivel;
- *Coloana 11:* Driftul admisibil;
- *Coloana 12:* Eficiența.

Concluzia este că secțiunile din faza de predimensionare nu oferă clădirii suficientă rigiditate și prin urmare se vor modifica dimensiunile grinzilor și stâlpilor din aproape în aproape până când deplasările structurii se vor încadra în limită admisă de cod.

În multe situații dimensionarea finală a structurii se face printr-un calcul iterativ, secțiunile predimensionate fiind valabile în general pentru construcțiile uzuale cu regim mic de înălțime. Se va avea în vedere la proiectarea structurilor disipative să se respecte prevederile privind secțiunile minime ale elementelor indicate în *P 100-1.*

Redimensionarea structurii s-a făcut astfel:

- ***Stâlpi cu secțiunea 85x85 cm;***
- ***Grinzile transversale cu secțiunea 40x80 cm;***
- ***Grinzile longitudinale cu secțiunea 40x70 cm;***
- ***Grinzile au fost modelate cu secțiune de tip „T" respectând regulile de la punctul 1.5.***

Valorile maxime ale deplasărilor și driftului de nivel rezultate în urma redimensionării stâlpilor și grinzilor sunt prezentate sub formă de grafic în *figurile 4.1, respectiv 4.2,* și sub formă tabelară în *tabelele 4.4 și 4.5.*

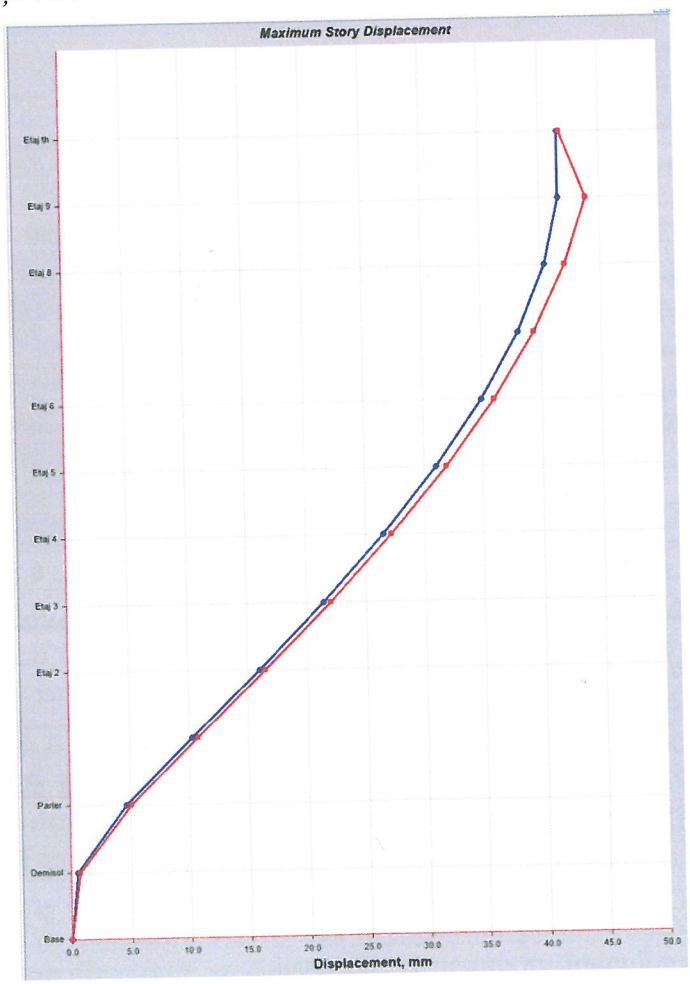


Fig. 4.1 – Deplasări d_e maxime de nivel pe direcția X (albastru) și Y (roșu)

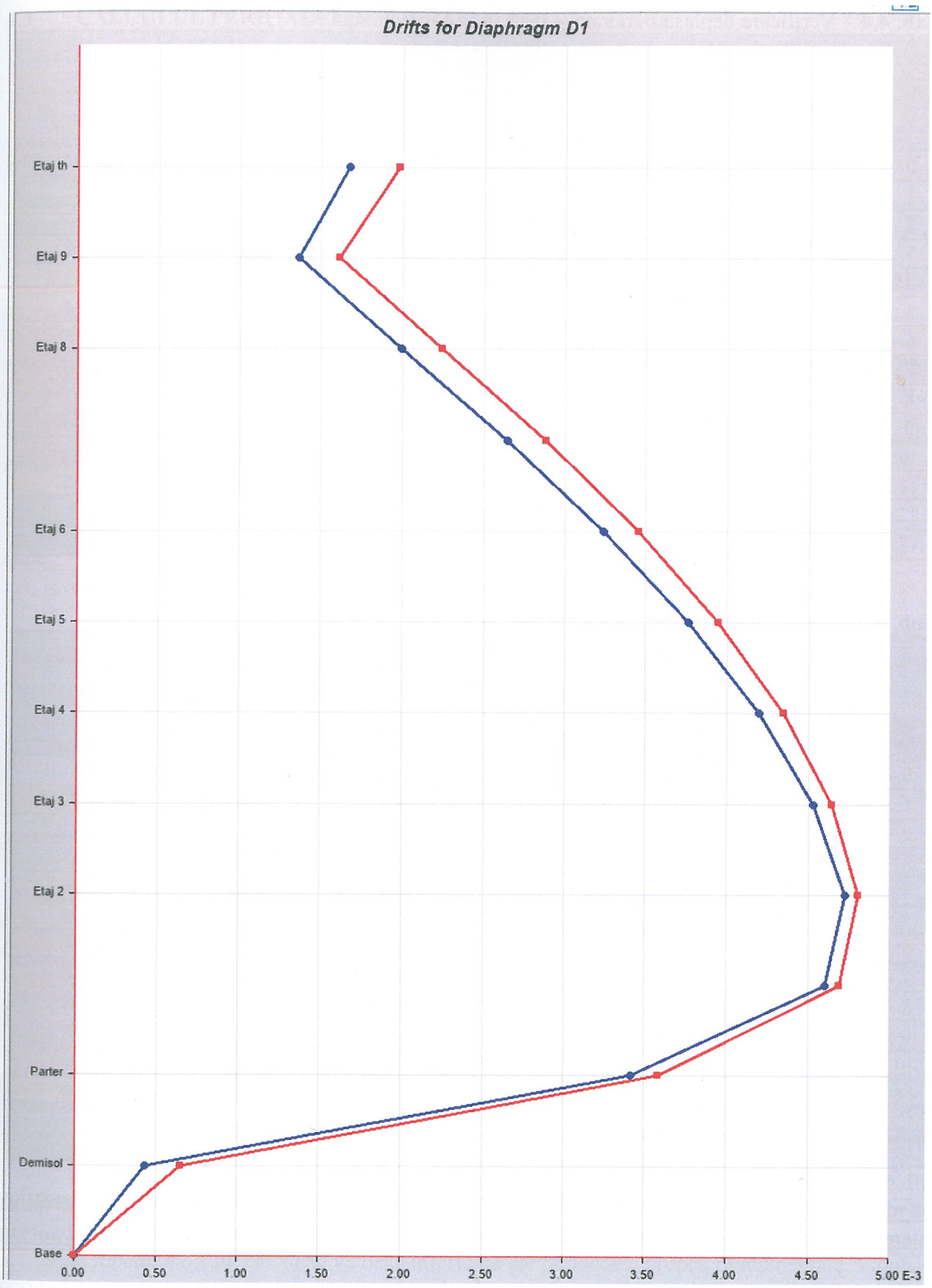


Fig. 4.2 – Valorile maxime ale driftului de nivel pe direcţia X (albastru) şi Y (roşu)

Tab. 4.4 – Verificare deplasări laterale și drift la SLS pe direcția X

VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA SLS - DIRECȚIA X												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	v	q	DEPLASARI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
			[mm]	[mm]	[mm]			d_r^{SLS} [mm]	$d_{r,a}^{SLS}$ [mm]	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,005	3000	40,79	0,04	0,50	5	**0,09**	**15**	**0,03**	**5**	**0,6**
2	Etaj 9	0,005	3000	40,75	1,17	0,50	5	**2,92**	**15**	**0,97**	**5**	**19**
3	Etaj 8	0,005	3000	39,59	2,32	0,50	5	**5,80**	**15**	**1,94**	**5**	**39**
4	Etaj 7	0,005	3000	37,26	3,11	0,50	5	**7,77**	**15**	**2,59**	**5**	**52**
5	Etaj 6	0,005	3000	34,16	3,84	0,50	5	**9,59**	**15**	**3,20**	**5**	**64**
6	Etaj 5	0,005	3000	30,32	4,48	0,50	5	**11,20**	**15**	**3,73**	**5**	**75**
7	Etaj 4	0,005	3000	25,84	5,02	0,50	5	**12,54**	**15**	**4,18**	**5**	**84**
8	Etaj 3	0,005	3000	20,83	5,43	0,50	5	**13,59**	**15**	**4,53**	**5**	**91**
9	Etaj 2	0,005	3000	15,39	5,67	0,50	5	**14,18**	**15**	**4,73**	**5**	**95**
10	Etaj 1	0,005	3000	9,72	5,50	0,50	5	**13,74**	**15**	**4,58**	**5**	**92**
11	Parter	0,005	3000	4,23	3,93	0,50	5	**9,82**	**15**	**3,27**	**5**	**65**
12	Demisol	0,005	3000	0,30	0,30	0,50	5	**0,75**	**15**	**0,25**	**5**	**5**
13	Base	0,005	3000	0,00	0,00	0,50	5	**0,00**	**15**	**0,00**	**5**	**0**

Tab. 4.5 – Verificare deplasări laterale și drift la SLS pe direcția Y

VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE LA SLS - DIRECȚIA Y												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	v	q	DEPLASARI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
			[mm]	[mm]	[mm]			d_r^{SLS} [mm]	$d_{r,a}^{SLS}$ [mm]	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,005	3000	40,88	2,18	0,5	5	**5,45**	**15**	**1,82**	**5**	**36**
2	Etaj 9	0,005	3000	43,06	1,86	0,5	5	**4,64**	**15**	**1,55**	**5**	**31**
3	Etaj 8	0,005	3000	41,21	2,60	0,5	5	**6,50**	**15**	**2,17**	**5**	**43**
4	Etaj 7	0,005	3000	38,61	3,36	0,5	5	**8,40**	**15**	**2,80**	**5**	**56**
5	Etaj 6	0,005	3000	35,25	4,05	0,5	5	**10,13**	**15**	**3,38**	**5**	**68**
6	Etaj 5	0,005	3000	31,19	4,65	0,5	5	**11,63**	**15**	**3,88**	**5**	**78**
7	Etaj 4	0,005	3000	26,54	5,14	0,5	5	**12,86**	**15**	**4,29**	**5**	**86**
8	Etaj 3	0,005	3000	21,40	5,51	0,5	5	**13,78**	**15**	**4,59**	**5**	**92**
9	Etaj 2	0,005	3000	15,89	5,71	0,5	5	**14,29**	**15**	**4,76**	**5**	**95**
10	Etaj 1	0,005	3000	10,17	5,55	0,5	5	**13,87**	**15**	**4,62**	**5**	**92**
11	Parter	0,005	3000	4,63	4,10	0,5	5	**10,24**	**15**	**3,41**	**5**	**68**
12	Demisol	0,005	3000	0,53	0,53	0,5	5	**1,32**	**15**	**0,44**	**5**	**9**
13	Base	0,005	3000	0,00	0,00	0,5	5	**0,00**	**15**	**0,00**	**5**	**0**

În urma analizei rezultatelor din *tabelele 4.4 și 4.5* se constată că valorile deplasărilor laterale și implicit ale driftului sunt îndeplinite la starea limită de serviciu.

4.3 CALCULUL PERIOADEI DE VIBRAȚIE A STRUCTURII

Pentru proiectarea preliminare a clădirilor cu înălțimea până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translație:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

unde,

T_1	*este perioada fundamentală a clădirii, în secunde;*
C_t	*este un coeficient al cărui valori sunt funcție de tipul structurii, după cum urmează:* $C_t = 0,085$ *– pentru clădiri spațiale din oțel;* $C_t = 0,075$ *– pentru cadre spațiale din beton armat sau din oțel cu contravântuiri excentrice;* $C_t = 0,05$ *– pentru celelalte tipuri de structuri.*
H	*înălțimea clădirii, în metri, măsurată de la nivelul fundației sau de la extreminatea superioară a infrastructurii considerată rigidă.*

Alternativ, valoarea coeficientului C_t corespunzătoare clădirii cu pereți structurali din beton armat sau din zidărie este dată de relația:

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$$

unde,

A_c	*aria totală efectivă (în m^2) a pereților structurali de la primul nivel al clădirii;* $A_c = \sum_j A_j \cdot \left[0,2 + \left(\frac{l_{wj}}{H}\right)\right]^2$
A_j	*aria efectivă a secțiunii transversale (în m^2) a peretelui structural „j" situat la primul nivel al clădirii;*
l_{wj}	*lungimea peretelui structural „j" (în m) de la primul nivel, pe direcția paralelă cu forțele aplicate, cu restricția:* $\frac{l_{wj}}{H} < 0,90$

Pentru structurile în cadre din beton armat și oțel care nu depășesc 12 etaje în înălțime și au o înălțime minimă de etaj de aproximativ 3,00 m, perioada fundamentală de translație pe orice direcție orizontală se poate estima cu relația simplificată:

$$T_1 < 0,1 \cdot n$$

unde,

n	*numărul de niveluri al structurii.*

Formula se aplică în situația în care modulul de elasticitate nu este redus, acesta având valoarea egală cu $E_c \cdot I_g$

Relațiile de mai sus nu țin cont de efectul reducerii rigidității elementelor de rezistență din beton armat ca urmare a fisurării acestora la acțiuni seismice severe. **Ca urmare valorile perioadelor fundamentale de vibrație reprezintă o limită inferioară.**

În *tabelul 4.6* sunt calculate valorile inferioare ale perioadele proprii fundamentale. Valorile perioadelor corespund oscilațiilor unidirecționale. La stabilirea înălțimii clădirii nu s-a luat în calcul etajul tehnic deoarece aceste are o masă redusă.

Tab. 4.6 – Valori orientative așteptate ale perioadei de vibrație

ESTIMAREA PERIOADEI DE VIBRAȚIE A STRUCTURII	PERIOADA [s]
CLĂDIRI CU REGIM DE ÎNĂLȚIME MAI MIC DE 40 M	
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0{,}075 \cdot 30^{3/4} = 1{,}03\ s$ $C_t = 0{,}075, pentru\ cadre\ spatiale\ din\ beton\ armat$ $H = 3{,}00 \cdot 10\ niveluri = 30\ m$	***0,96***
CLĂDIRI CU MAXIM 12 ETAJE CU ÎNĂLȚIMEA ETAJULUI PĂNĂ LA 3,00 M	
$T_1 = 0{,}1 \cdot n = 0{,}1 \cdot 10 = 1{,}0\ s$ $n = 10$	***1,0***

Perioadele propri calculate cu programul *ETABS* utilizând valoarea întreagă a modulului de elasticitate ($E_c \cdot I_g$) și structura încastrată la bază, sunt prezentate în *tabelul 4.7*.

Tab. 4.7 – Perioade proprii de vibrații ale structurii
MODAL PARTICIPATING MASS RATION

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ	CONCLUZII
Modal	***1***	***0,814***	***1***	***0***	***0***	***0***	***Translație pe direcția X***
Modal	***2***	***0,804***	***0***	***1***	***0***	***0***	***Translație pe direcția Y***
Modal	***3***	***0,692***	***0***	***0***	***0***	***1***	***Torsiune în jurul axe Z***
Modal	4	0,261	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	5	0,257	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	6	0,224	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z
Modal	7	0,149	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	8	0,145	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	9	0,127	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z
Modal	10	0,120	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	11	0,119	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	12	0,095	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z

Se observă că structura are o comportare de translație în primele două moduri și torsiune în modul 3 de vibrație. Perioada proprie de vibrație are o valoare apropiată de valoarea predimensionată în *tabelul 4.6*.

Dacă în calculul structural se va ține cont de fisurarea betonului utilizând modulul de elasticitate al betonului egal cu $0{,}5 \cdot E_c \cdot I_g$, valorile perioadelor proprii de vibrații se vor împarți la $\sqrt{2} = 1{,}414$ pentru a se ajunge la o valoarea aproximativ egală cu cea rezultată în situația utilizării valorii întregi a modulului de elasticitate al betonului.

Perioadele de vibrație ale structuri se determină pe baza încărcărilor gravitaționale asociate grupării speciale considerând structura încastrată la bază.

$$P + \psi_2 \cdot U + \psi_2 \cdot Z = P + 0{,}30 \cdot U + 0{,}40 \cdot Z\ \textit{(combinația modală)}$$

unde,

P	*încarcarea permanentă;*
U	*încarcarea utilă;*
Z	*încarcarea din zapadă;*
ψ_2	*factor pentru valoarea de grupare cvasipermanentă a acțiunii variabile;* $\psi_2 = 0{,}3$ *– pentru acțiuni din exploatare (pentru spații rezidențiale)* $\psi_2 = 0{,}4$ *– pentru acțiuni din zapadă*

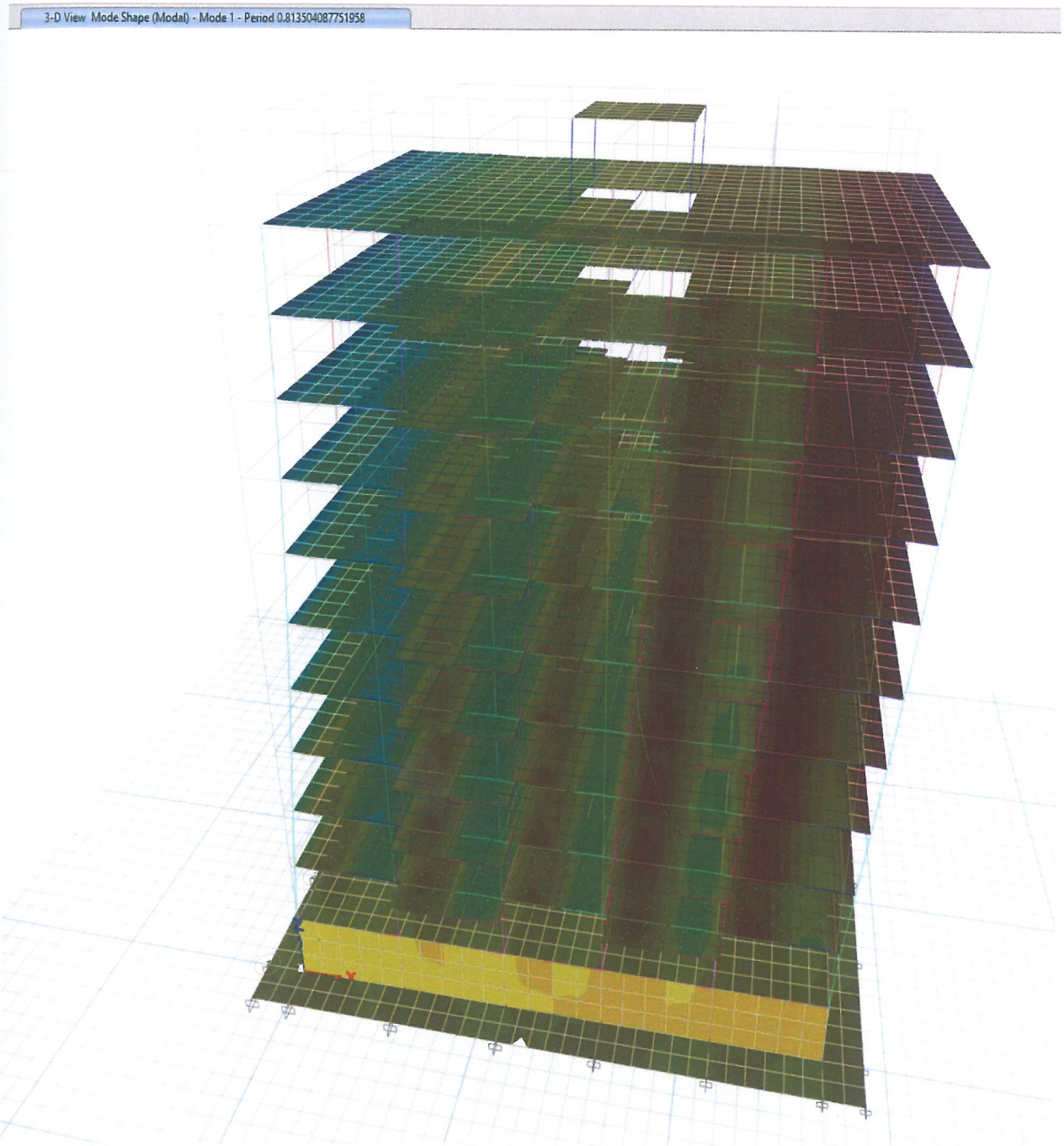


Fig. 4.3 – Modul 1 de vibrație – translație pe direcția X

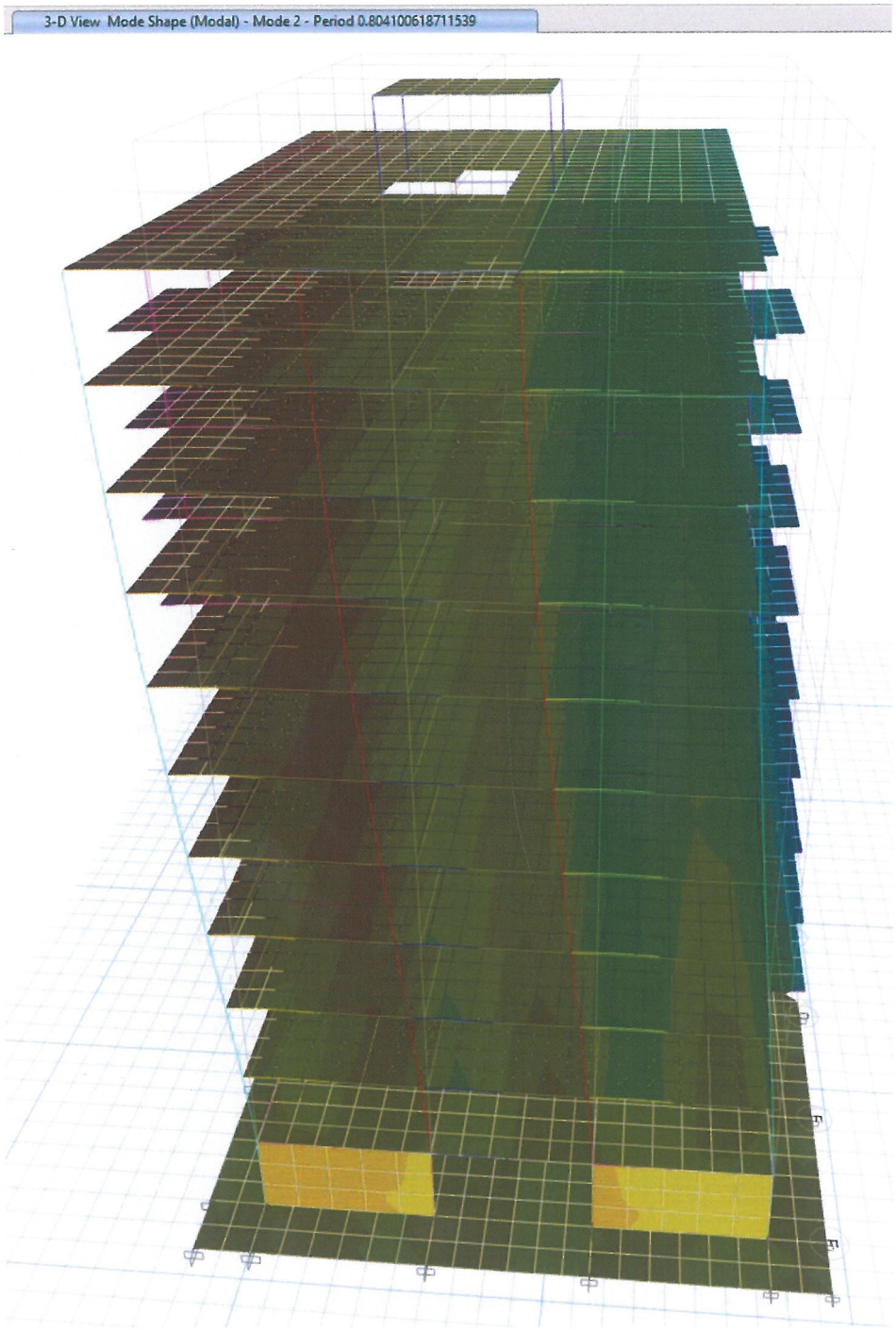


Fig. 4.4 – Modul 2 de vibrație – translație pe direcția Y

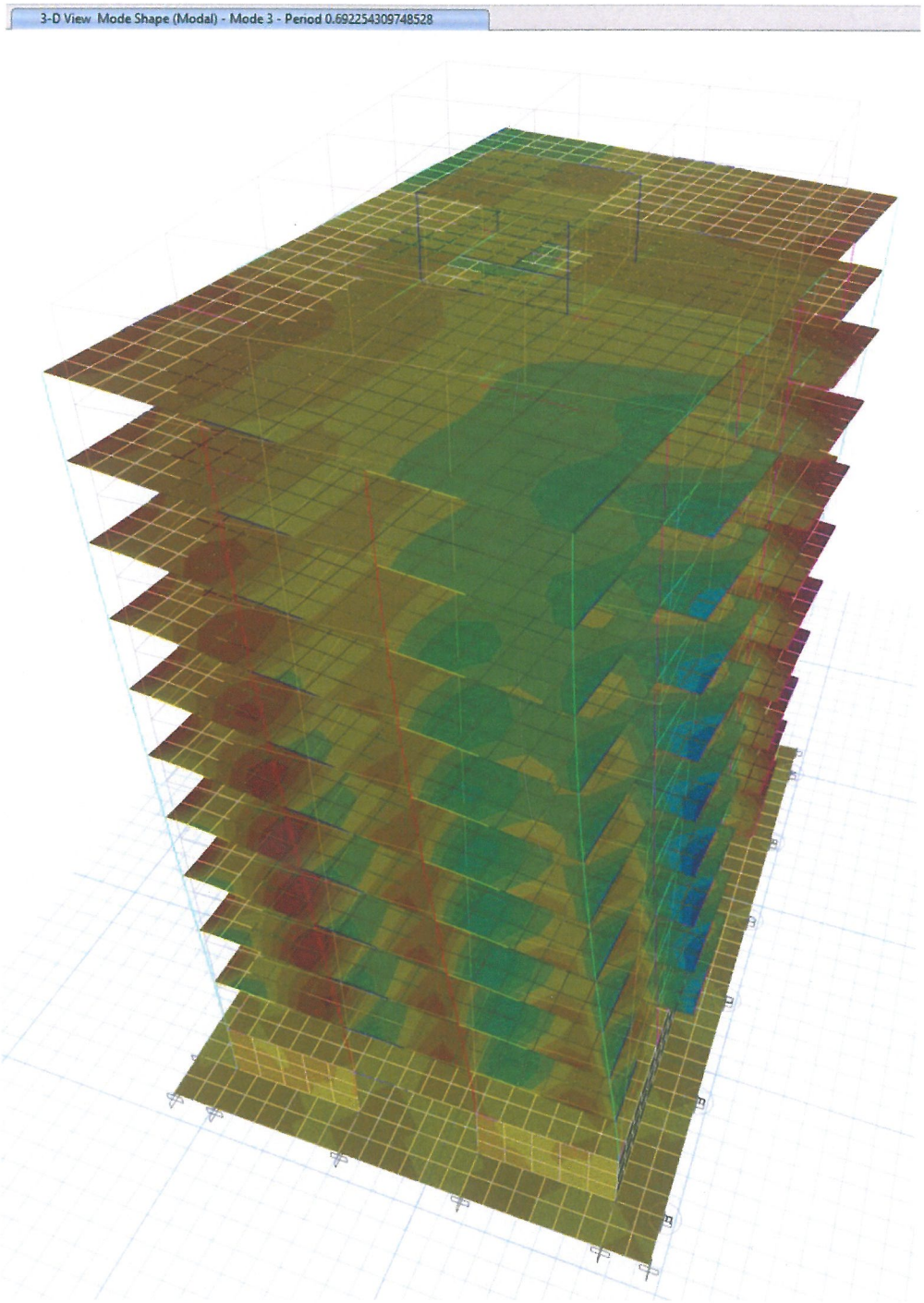


Fig. 4.5 – Modul 3 de vibrație – torsiune

4.4 VERIFICAREA DEFORMAȚIILOR LATERALE LA STAREA LIMITĂ ULTIMĂ

Verificarea deformațiilor laterale la starea limită ultimă se face conform *Anexei E din P 100-1* și are drept scop **evitarea pierderilor de vieți omenești** la atacul unui cutremur major prin prevenirea prăbușirii elementelor nestructurale. Această verificare este necesară în cazul construcțiilor de beton, cu excepția celor cu sistem structural de tip pereți sau sistem structural dual cu pereți preponderenți, în cazul construcțiilor de oțel sau al construcțiilor compozite.

Verificarea la deplasare se face cu următoarea formulă:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS}$$

unde,

d_r^{ULS}	*deplasarea relativă de nivel cauzată de acțiunea seismică asociata ULS;*
q	*factor de comportare utilizat la calculul forței tăietoare de bază;*
d_{re}	*deplasarea relativă de nivel determinată prin calcul structural prin metoda forțelor seismice statice echivalente sau metoda de calcul modal cu spectre de răspuns.* ***La calculul d_{re} se poate lua în considerare numai componenta deformației care produce degradarea pereților înrămați, extrăgând partea datorată deformației axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o constribuție semnificativă*** *la valoarea deformației totale. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utlizată pentru calculul d_{re},* ***se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secțiunii nefisurate, adică $0{,}5 \cdot E_c \cdot I_g$, cu excepția elementelor structurale cu pereți din beton****, pentru care rigiditățile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidității elementelor structurale sunt redate în capitolele relevante ale codului;*
c	*factor de amplificare a deplasărilor.*
$d_{r,a}^{ULS}$	*valoarea admisibilă a deplasărilor relative de nivel egală cu 0,025h (unde h este înălțimea de nivel).*

Pentru calcul la ULS se vor utiliza valorile perioadei fundamentale T_1 rezultate utilizând modulul de elasticitate al betonului egal cu $0{,}5 \cdot E_c \cdot I_g$, considerând elementele structurale fisurate, și structura încastrată la bază.

Factorul de amplificare a deplasărilor, c, se determină pentru structuri de beton armat și structuri compozite de beton armat cu armatură rigidă, astfel:

$$1 < c = 3 - 2{,}3 \cdot \frac{T_1}{T_c} < \frac{\sqrt{T_c \cdot q}}{1{,}7}$$

unde,

T_1	*perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii;*
T_c	*perioada de control a spectrului de răspuns;*
q	*factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;*
c	*factor de amplificare a deplasărilor.*

T_1 nu este perioda primului mod de vibrație, este perioada primului mod de translație pe fiecare direcție, prin urmare avem două perioade fundamentale de vibrație, ce ar putea fi numite T_{1x} și T_{1y}, iar coeficientul de amplificare trebuie calculat cu perioada proprie aferentă direcției pe care se calculează.

- *Calculul factorului de amplificare pe direcția X:*

$$T_{1x} = 1,188, \textbf{pe directia x}$$

$$1 < c = 3 - 2,3 \cdot \frac{1,188}{1,6} < \frac{\sqrt{1,6 \cdot 5}}{1,7}$$

$$1 < c = 1,29 < 1,66 \rightarrow \boldsymbol{c = 1,29}$$

- *Calculul factorului de amplificare pe direcția Y:*

$$T_{1y} = 1,181, \textbf{pe directia y}$$

$$1 < c = 3 - 2,3 \cdot \frac{1,181}{1,6} < \frac{\sqrt{1,6 \cdot 5}}{1,7}$$

$$1 < c = 1,302 < 1,66 \rightarrow \boldsymbol{c = 1,302}$$

Trebuie avut în vedere faptul că în situația în care de structură sunt atașate elemente foarte flexibile, acestea vor vibra primele, și pot avea o perioadă mai mare decât cea a structurii principale, aceasta nefiind perioada de vibrație a structurii de bază. În etapă de dimensionare a structurii de bază este recomandat ca încărcările din alte structuri secundare, cum ar fi structurile metalice atașate structurii de beton, să fie introduse ca și încărcări permanente, urmând ca după verificarea structurii de beton să se se completeze modelul cu restul elementelor.

În urma analizei rezultatelor din *tabelele 4.8 și 4.9* se constată că valorile deformațiilor laterale și implicit ale driftului sunt îndeplinite la starea limita ultimă.

Tab. 4.8 – Verificare deformații laterale și drift la SLU pe direcția X

VERIFICAREA DEFORMAȚIILOR LATERALE LA ULS - DIRECȚIA X												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	c	q	DEPLASĂRI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
								d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$	d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$	
			[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]			[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,025	3000	40,79	0,04	1,29	5	**0,25**	**75**	**0,08**	**25**	**0,3**
2	Etaj 9	0,025	3000	40,75	1,17	1,29	5	**7,52**	**75**	**2,51**	**25**	**10**
3	Etaj 8	0,025	3000	39,59	2,32	1,29	5	**14,98**	**75**	**4,99**	**25**	**20**
4	Etaj 7	0,025	3000	37,26	3,11	1,29	5	**20,05**	**75**	**6,68**	**25**	**27**
5	Etaj 6	0,025	3000	34,16	3,84	1,29	5	**24,74**	**75**	**8,25**	**25**	**33**
6	Etaj 5	0,025	3000	30,32	4,48	1,29	5	**28,88**	**75**	**9,63**	**25**	**39**
7	Etaj 4	0,025	3000	25,84	5,02	1,29	5	**32,36**	**75**	**10,79**	**25**	**43**
8	Etaj 3	0,025	3000	20,83	5,43	1,29	5	**35,05**	**75**	**11,68**	**25**	**47**
9	Etaj 2	0,025	3000	15,39	5,67	1,29	5	**36,57**	**75**	**12,19**	**25**	**49**
10	Etaj 1	0,025	3000	9,72	5,50	1,29	5	**35,45**	**75**	**11,82**	**25**	**47**
11	Parter	0,025	3000	4,23	3,93	1,29	5	**25,32**	**75**	**8,44**	**25**	**34**
12	Demisol	0,025	3000	0,30	0,30	1,29	5	**1,94**	**75**	**0,65**	**25**	**3**
13	Base	0,025	3000	0,00	0,00	1,29	5	**0,00**	**75**	**0,00**	**25**	**0**

Tab. 4.9 – Verificare deformații laterale și a drift la SLU pe direcția Y

VERIFICAREA DEFORMAȚIILOR LATERALE LA ULS - DIRECȚIA Y												
Nr. Crt.	Etaj	Valoare admisibilă	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	c	q	DEPLASĂRI		DRIFT x 1000		VERIFICARE
								d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$	d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$	
			[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]			[%]
0	1	2	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9=2x3	10=8/3	11=2	12=10/11
1	Etaj th	0,025	3000	40,88	2,18	1,30	5	14,19	75	4,73	25	19
2	Etaj 9	0,025	3000	43,06	1,86	1,30	5	12,09	75	4,03	25	16
3	Etaj 8	0,025	3000	41,21	2,60	1,30	5	16,93	75	5,64	25	23
4	Etaj 7	0,025	3000	38,61	3,36	1,30	5	21,88	75	7,29	25	29
5	Etaj 6	0,025	3000	35,25	4,05	1,30	5	26,38	75	8,79	25	35
6	Etaj 5	0,025	3000	31,19	4,65	1,30	5	30,27	75	10,09	25	40
7	Etaj 4	0,025	3000	26,54	5,14	1,30	5	33,48	75	11,16	25	45
8	Etaj 3	0,025	3000	21,40	5,51	1,30	5	35,89	75	11,96	25	48
9	Etaj 2	0,025	3000	15,89	5,71	1,30	5	37,20	75	12,40	25	50
10	Etaj 1	0,025	3000	10,17	5,55	1,30	5	36,12	75	12,04	25	48
11	Parter	0,025	3000	4,63	4,10	1,30	5	26,67	75	8,89	25	36
12	Demisol	0,025	3000	0,53	0,53	1,30	5	3,44	75	1,15	25	5
13	Base	0,025	3000	0,00	0,00	1,30	5	0,00	75	0,00	25	0

Pentru structuri ce posedă neregularități importante ale rigidității și sau ale rezistenței pe verticală, se recomandă verificarea prin calcul dinamic neliniar a valorilor deplasărilor relative de nivel, după dimensionarea prealabilă a elementelor structurale.

În cazul fațadelor cortină, asigurarea la deplasări laterale la ULS se face prin măsuri constructive care împiedică desprinderea și căderea elementelor fațadei la cutremurul asociat acestei stări limită.

Asigurarea la ULS a componentelor nestructurale (pereți de compartimentare, pereți de închidere, cortine, componente de instalații, echipamente) se realizează prin măsuri constructive care împiedică desprinderea și căderea lor la cutremurul asociat acestei stări limită.

4.5 VERIFICAREA SENSIBILITĂȚII NIVELURILOR (EFECTELE DE ORDIN II)

Efectele de ordin doi pot fi considerate nesemnificative dacă la toate nivelurile este îndeplinită condiția:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0{,}10$$

unde,

θ	*coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel;*
P_{tot}	*încărcarea verticală totală la nivelul considerat și de la cele de deasupra, în ipoteza de calcul seismic;*
d_r	*deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferență între deplasările laterale medii de la partea superioară și cele de la cea inferioară a nivelului considerat;*
V_{tot}	*forța tăietoare totală de etaj;*
h	*înălțimea etajului.*

$$d_r = c \cdot q \cdot d_e$$

unde,

c	*factor de amplificare a deplasărilor;*
q	*factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea forței seismice de proiectare;*
d_r	*deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferență între deplasările laterale medii de la partea superioară și cele de la cea inferioară a nivelului considerat.*

Dacă $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul 2 pot fi luate în considerare în mod aproximativ, multiplicând valoarile de calcul ale efectelor cu factorul $1/(1-\theta)$.

Dacă $0,2 < \theta < 0,3$, determinarea valorilor eforturilor secțiunilor se face pe baza unui calcul structural cu considerarea echilibrului pe poziția deformată a structurii (printr-un calcul neliniar, conform *P 100-1 4.5.3.5*, care să țină cont de efectele de ordin 2).

Nu se admit valori $\theta \geq 0,3$.

Valorile maxime ale eforturilor P_{tot} și V_{tot} se se obțin în *ETABS* din *Tabelul Story forces* din combinațiile de încărcări: *P+0,3U+0,4Z+Sx+0,3Sy* și *P+0,3U+0,4Z+0,3Sx+Sy*. Se utilizează valorile factorului de amplificare *c* determinate la verificarea la SLU.

Tab. 4.10 – Sensibilitatea nivelurilor pe direcția X

SENSIBILITATEA NIVELURILOR - DIRECȚIA X													
Nr. Crt.	Etaj	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	c	q	d_r	P_{tot}	V_{tot}	θ	θ_{adm}	VERIFICARE	
		[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[kN]	[kN]			[%]	CONCLUZII
0	1	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9	10	11=(9x8)/(10x3)	12	13=11/12	14
1	Etaj th	3000	40,776	0,86	1,29	5	5,55	656	159	0,0076	0,1	7,6	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
2	Etaj 9	3000	39,916	1,54	1,29	5	9,92	7874	1857	0,0140	0,1	14	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
3	Etaj 8	3000	38,378	2,26	1,29	5	14,56	14313	3327	0,0209	0,1	21	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
4	Etaj 7	3000	36,12	3,02	1,29	5	19,47	20752	4652	0,0289	0,1	29	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
5	Etaj 6	3000	33,102	3,72	1,29	5	24,00	27191	5848	0,0372	0,1	37	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
6	Etaj 5	3000	29,381	4,34	1,29	5	28,01	33631	6903	0,0455	0,1	45	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
7	Etaj 4	3000	25,038	4,86	1,29	5	31,37	40070	7812	0,0536	0,1	54	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
8	Etaj 3	3000	20,174	5,27	1,29	5	33,97	46509	8568	0,0615	0,1	61	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
9	Etaj 2	3000	14,908	5,49	1,29	5	35,44	52948	9153	0,0683	0,1	68	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
10	Etaj 1	3000	9,414	5,32	1,29	5	34,33	59388	9559	0,0711	0,1	71	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
11	Parter	3000	4,091	3,80	1,29	5	24,50	65827	9764	0,0551	0,1	55	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
12	Demisol	3000	0,292	0,29	1,29	5	1,88	73806	9791	0,0047	0,1	5	efecte ordin 2 sunt nesemnificative

Tab. 4.11 – Sensibilitatea nivelurilor pe direcția Y

SENSIBILITATEA NIVELURILOR - DIRECȚIA Y													
Nr. Crt.	Etaj	H_{etaj}	d_e	$\lvert d_{re} \rvert$	c	q	d_r	P_{tot}	V_{tot}	θ	θ_{adm}	VERIFICARE	
		[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[kN]	[kN]			[%]	CONCLUZII
0	1	3	4	5	6	7	8=5x6x7	9	10	11=(9x8)/(10x3)	12	13=11/12	14
1	Etaj th	3000	40,84	0,07	1,30	5	0,49	655,81	160,37	0,0007	0,1	1	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
2	Etaj 9	3000	40,915	1,79	1,30	5	11,63	7873,85	1883,44	0,0162	0,1	16	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
3	Etaj 8	3000	39,129	2,49	1,30	5	16,19	14313,06	3363,98	0,0230	0,1	23	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
4	Etaj 7	3000	36,642	3,20	1,30	5	20,85	20752,27	4687,59	0,0308	0,1	31	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
5	Etaj 6	3000	33,439	3,85	1,30	5	25,09	27191,48	5874,36	0,0387	0,1	39	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
6	Etaj 5	3000	29,585	4,42	1,30	5	28,75	33630,70	6916,04	0,0466	0,1	47	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
7	Etaj 4	3000	25,168	4,88	1,30	5	31,77	40069,91	7813,45	0,0543	0,1	54	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
8	Etaj 3	3000	20,288	5,23	1,30	5	34,03	46509,12	8561,89	0,0616	0,1	62	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
9	Etaj 2	3000	15,061	5,41	1,30	5	35,24	52948,33	9145,66	0,0680	0,1	68	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
10	Etaj 1	3000	9,648	5,25	1,30	5	34,19	59387,55	9557,97	0,0708	0,1	71	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
11	Parter	3000	4,396	3,89	1,30	5	25,30	65826,88	9778,46	0,0568	0,1	57	efecte ordin 2 sunt nesemnificative
12	Demisol	3000	0,51	0,51	1,30	5	3,32	73806,20	9819,97	0,0083	0,1	8	efecte ordin 2 sunt nesemnificative

4.6 CALCULUL FORȚEI TĂIETOARE DE BAZĂ

Pentru structura analizată calculul s-a realizat în programul *ETABS* prin metoda cu spectre de răspuns și metoda cu forțe laterale statice echivalente. Pentru verificare s-a calculat forța tăietoare de baza și prin calcul manual.

Pentru verificarea forței tăietoare de bază din modelul de calcul s-a șters infrastructura clădirii și s-a considerat structura încastrată la baza stâlpilor de la parter. Pentru simplificare, dimensiunile elementelor și distribuția încărcărilor s-au considerat din ax în ax, așa cum sunt modelate și în programul de calcul.

Perioadele de vibrație ale structurii fără demisol sunt prezentate în *tabelul 4.12.* Modulul de elasticitate al structurii s-a considerat întreg, iar structura a fost încastrată la bază.

Tab. 4.12 – Perioade de vibrații ale structurii

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ	CONCLUZII
Modal	***1***	**0,812**	***1***	***0***	***0***	***0***	***Translație pe direcția X***
Modal	***2***	**0,797**	***0***	***1***	***0***	***0***	***Translație pe direcția Y***
Modal	***3***	**0,693**	***0***	***0***	***0***	***1***	***Torsiune în jurul axe Z***
Modal	4	0,261	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	5	0,255	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	6	0,224	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z
Modal	7	0,149	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	8	0,145	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	9	0,127	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z
Modal	10	0,121	0	1	0	0	Translație pe direcția Y
Modal	11	0,120	1	0	0	0	Translație pe direcția X
Modal	12	0,097	0	0	0	1	Torsiune în jurul axe Z

4.6.1 Calculul manual al forței tăietoare de bază prin metoda forțelor laterale statice echivalente pentru modul fundamental de vibrație

Forța tăietoare de bază se calculează conform *P 100-1 4.5.3.2.2.*

- **Pe direcția X** $\rightarrow T_1 = 0,812 - conform\ tabelului\ 4.12$

Din programele de calcul, în general, rezultă greutatea structurii, fiind necesară transformarea acesteiea în masă *(m)*. Formula pentru realizarea acestei transformării este:

$$m = \frac{G}{g}$$

$$F_b = \gamma_{I,e} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot G = c \cdot G = 0,153 \cdot 66668 = \mathbf{10200,204\ kN}$$

$$c = \gamma_{I,e} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda = (1,2 \cdot 0,15 \cdot 0,85) = 0,153$$

$$G = 66668\ kN, greutatea\ structurii\ a\ fost\ calculata\ in\ tabelul\ 4.13$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda = 0,85, daca\ T_1 \leq T_C \\ \lambda = 1, in\ celelalte\ situatia \end{cases} \rightarrow \lambda = 0,85$$

$$\gamma_{I,e} = 1,20 - conform\ Anexei\ I\ tabelul\ A.I.1$$

$$S_d(T_1) = \begin{cases} daca\ 0 < T \leq T_B \rightarrow S_d(T_1) = a_g \cdot \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q}}{T_B} \cdot T\right] \rightarrow a_g \cdot \frac{\beta(T)}{q} \geq 0{,}2 \cdot a_g \\ daca\ T > T_B \rightarrow S_d(T_1) = a_g \cdot \frac{\beta(T)}{q} \geq 0{,}2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$q = 5 - conform\ Anexei\ I\ tabelul\ A.I.3$$

$$S_d(T_1) = 0{,}3 \cdot \frac{2{,}5}{5} \geq 0{,}2 \cdot 0{,}3 \rightarrow S_d(T_1) = \mathbf{0{,}15} \geq 0{,}06$$

$$\beta(T_1) = \begin{cases} daca\ 0 \leq T \leq T_B \rightarrow 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} \cdot T_1 \\ daca\ T_B < T \leq T_C \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \\ daca\ T_C < T \leq T_D \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T_1} \\ daca\ T_D < T \leq 5s \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \\ = \mathbf{2{,}50} \end{cases} \rightarrow \beta(T_1) = \boldsymbol{\beta_0}$$

unde,

$S_d(T_1)$	*ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1;*
T_1	*perioadă proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul care conține direcția orizontală considerată. Perioada proprie fundamentală „T_1" se determină pe baza unor metode de calcul dinamic structural, în cazul de față se va extrage din calculul modal cu spectre de răspuns, sau alternativ se poate folosi metoda din P 100-1 Anexa B;*
m	*masa totală a clădirii calculată ca sumă a maselor de nivel „m_i" conform notațiilor din P 100-1 Anexa C;*
$\gamma_{I,e}$	*factor de importanță și expunere la cutremur al construcției;*
λ	*factorul de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia;*
$\beta(T_1)$	*spectrele normalizate de răspuns elastic ale accelerațiilor absolute pentru componentele orizontale ale mișcării terenului;*
β_0	*factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către un sistem cu un grad de libertate dinamică, a cărui valoare este:* $\boldsymbol{\beta_0 = 2{,}50}$
c	*coeficient seimic pe direcția calculată.*

- **Pe direcția Y** $\rightarrow \boldsymbol{T_1 = 0{,}797, conform\ tabelului\ 4.12}$

$$F_b = \gamma_{I,e} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot G = c \cdot G = 0{,}153 \cdot 66668 = \mathbf{10200{,}204\ kN}$$

$$c = \gamma_{I,e} \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda = (1{,}2 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}85) = 0{,}153$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda = 0{,}85, daca\ T_1 \leq T_C \\ \lambda = 1, in\ celelalte\ situatia \end{cases} \rightarrow \lambda = 0{,}85$$

$$S_d(T_1) = \begin{cases} daca\ 0 < T \leq T_B \rightarrow S_d(T_1) = a_g \cdot \left[1 + \dfrac{\dfrac{\beta_0}{q}}{T_B} \cdot T\right] \rightarrow a_g \cdot \dfrac{\beta(T)}{q} \geq 0{,}2 \cdot a_g \\ daca\ T > T_B \rightarrow S_d(T_1) = a_g \cdot \dfrac{\beta(T)}{q} \geq 0{,}2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$S_d(T_1) = 0{,}3 \cdot \frac{2{,}5}{5} \geq 0{,}2 \cdot 0{,}3 \rightarrow S_d(T_1) = \mathbf{0,15} \geq 0{,}06$$

$$\beta(T_1) = \begin{cases} daca\ 0 \leq T \leq T_B \rightarrow 1 + \dfrac{(\beta_0 - 1)}{T_B} \cdot T_1 \\ daca\ T_B < T \leq T_C \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \\ daca\ T_C < T \leq T_D \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \cdot \dfrac{T_C}{T_1} \\ daca\ T_D < T \leq 5s \rightarrow \beta(T_1) = \beta_0 \cdot \dfrac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \end{cases} \rightarrow \beta(T_1) = \boldsymbol{\beta_0} = \mathbf{2,50}$$

Tab. 4.13 – Calculul greutății structurii

NIVEL	NUMĂR DE ETAJE IDENTICE	ÎNCĂRCĂRI																VALOARE TOTALĂ
		DE SUPRAFAȚĂ							LINIARE									
		Denumire încărcare	Tip încărcare	Suprafața aferentă	Valoare caracteristică	Grupare seismică (GS)			Denumire încărcare	Tip încărcare	Număr elemente identice	Lungime element	Valoare de proiectare	Grupare seismică (GS)				
						Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare						Coeficient de grupare	Valoare de proiectare	Valoare		
				[mp]	[kN/mp]		[kN/mp]	[kN]			[buc]	[m]	[kN/m]		[kN/mp]	[kN]	[kN]	
1	2	3	4	5	6	7	8=6x7	9 = 5x8	10	11	12	13	14	15	16=14x15	17=13x16x2	18=(9+17)x2	
Terasă necirculabilă	1	Zona N - Terasă necirculabilă	Permanenta	27,50	7,58	1	7,58	**208**	Atic terasă necirculabilă	Permanenta	2	10,50	3,52	1	3,52	**74**	*282*	
		Zona N - Zapadă	Variabila (zapada)	27,50	2,20	0,4	0,88	**24**	GP Grinzi long.	Permanenta	2	10,00	4,50	1	4,50	**45**	*69*	
		Zona N - Utilă	Variabila (utila)	27,50	0,00	0,3	0	**0**	GP Grinzi trans.	Permanenta	2	11,00	4,50	1	4,50	**50**	*50*	
						FALSE	0	**0**	GP Stâlpi	Permanenta	4	1,35	6,25	1	6,25	**8**	*8*	
TOTAL A		**TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:**						**233**	**TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:**							**177**	*410*	
Terasă circulabilă	1	Zona K - terasă circulabilă	Permanenta	445,00	7,66	1	7,66	**3409**	Pereți grei tab.1.12	Permanenta	3	5,50	8,13	1	8,13	**134**	*3543*	
		Zona L - coridor	Permanenta	7,50	6,13	1	6,13	**46**	Pereți grei tab.1.12	Permanenta	2	5,00	8,13	1	8,13	**81**	*127*	
		Zona M - spațiu tehnic	Permanenta	5,00	6,13	1	6,13	**31**	GP Grinzi long.	Permanenta	16	5,50	7,00	1	7,00	**616**	*647*	
		Zona K - Terasă circulabilă	Variabila (utila)	445,00	0,00	0,3	0	**0**	GP Grinzi long.	Permanenta	4	5,00	7,00	1	7,00	**140**	*140*	
		Zona K - Terasă circulabilă	Variabila (zapada)	445,00	2,20	0,4	0,88	**392**	GP Grinzi trans.	Permanenta	12	6,00	8,00	1	8,00	**576**	*968*	
		Zona L - coridor	Variabila (utila)	7,50	5,00	0,3	1,5	**11**	GP Grinzi trans.	Permanenta	6	5,50	8,00	1	8,00	**264**	*275*	
		Zona M - spațiu tehnic	Variabila (utila)	5,00	2,00	0,3	0,6	**3**	GP Stâlpi et. sup.	Permanenta	4	1,50	6,25	1	18,06	**585**	*588*	
						FALSE	0	**0**	GP Stâlpi et. inf.	Permanenta	24	1,35	18,06	1	6,25	**38**	*0*	
						FALSE	0	**0**	GS long.	Permanenta	1	5,00	4,50	1	4,50	**23**	*23*	
						FALSE	0	**0**	GS long.	Permanenta	1	2,50	4,50	1	4,50	**11**	*11*	
						FALSE	0	**0**	GS trans.	Permanenta	1	5,50	4,50	1	4,50	**25**	*25*	
						FALSE	0	**0**	Atic terasă circulabilă	Permanenta	1	89,00	4,50	1	4,50	**401**	*401*	
TOTAL B		**TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:**						**3891**	**TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:**							**2893**	*6747*	
Etaj curent	9	Zona I - grupuri sanitare și oficii	Permanenta	35,25	6,13	1	6,13	**216**	Pereți grei tab.1.12	Permanenta	3	5,50	8,13	1	8,13	**134**	*3152*	
		Zona G - birouri	Permanenta	414,75	5,49	1	5,49	**2277**	Pereți grei tab.1.12	Permanenta	2	5,00	8,13	1	8,13	**81**	*21224*	
		Zona J - balcoane	Permanenta	33,00	5,63	1	5,63	**186**	GP Grinzi long.	Permanenta	16	5,50	7,00	1	7,00	**616**	*7216*	
		Zona H - Coridor	Permanenta	7,50	6,13	1	6,13	**46**	GP Grinzi long.	Permanenta	4	5,00	7,00	1	7,00	**140**	*1674*	
		Zona I - grupuri sanitare și oficii	Variabila (utila)	35,25	2,50	0,3	0,75	**26**	GP Grinzi trans.	Permanenta	12	6,00	8,00	1	8,00	**576**	*5422*	
		Zona G - birouri	Variabila (utila)	414,75	2,50	0,3	0,75	**311**	GP Grinzi trans.	Permanenta	6	5,50	8,00	1	8,00	**264**	*5176*	
		Zona J - balcoane	Variabila (utila)	33,00	4,00	0,3	1,2	**40**	GP Stâlpi et. sup.	Permanenta	24	1,50	18,06	1	18,06	**650**	*6209*	
		Zona H - Coridor	Variabila (utila)	7,50	5,00	0,3	1,5	**11**	GP Stâlpi et. inf.	Permanenta	24	1,35	18,06	1	18,06	**585**	*5368*	
		Zona I, G si H - pereși ușori	Variabila (utila)	457,50	0,80	0,3	0,24	**110**	GS long.	Permanenta	1	5,00	4,50	1	4,50	**23**	*1191*	
						FALSE	0	**0**	GS long.	Permanenta	1	2,50	4,50	1	4,50	**11**	*101*	
						FALSE	0	**0**	GS trans.	Permanenta	1	5,50	4,50	1	4,50	**25**	*223*	
						FALSE	0	**0**	Perete cortină	Permanenta	1	89,00	3,00	1	3,00	**267**	*2403*	
						FALSE	0	**0**	Balustradă	Permanenta	4	8,5	0,5	1	0,50	**17**	*153*	
TOTAL C		**TOTAL ÎNCĂRCĂRI DE SUPRAFAȚĂ:**						**3223**	**TOTAL ÎNCĂRCĂRI LINIARE:**							**3389**	*59512*	
																TOTAL A+B+C:	*66668*	

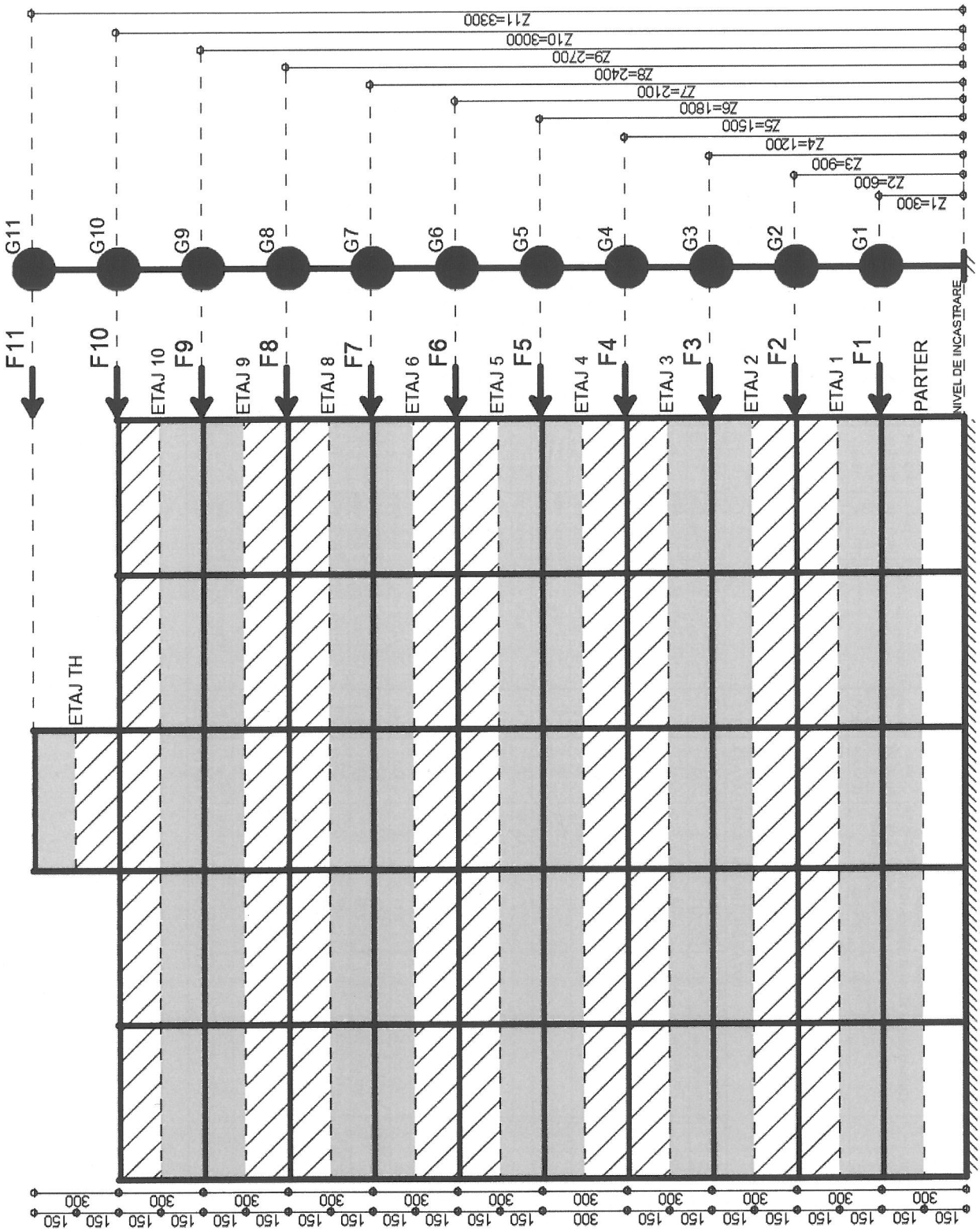


Fig. 4.6 – Distribuția maselor în structură

În calcul se consideră greutatea fiecărui nivel ca fiind egală cu jumatete din greutatea nivelului de la etajul inferior și superior, inclusiv greutatea planșeului de la nivelul pentru care se face calculul.

Greutatea jumătății de la nivelul de bază se neglijează, aceasta fiind considerată solidară cu fundația sau nivelul de încastrare (cutia rigidă).

4.6.2 Calculul forței tăietoare de bază prin motoda forțelor laterale statice echivalente utilizând programul ETABS

Programul *ETABS* calculează automat forța tăietoare de bază similar cu calculul manual. Definirea seismului de calcul cu forțe laterale echivalente se face din meniul *Definie→Define Load Pattents*. În *figura 4.8* este prezentat modul de definire al acțiunii seismice laterale pentru direcția X cu excentricitate pozitivă, similar se definește pentru direcția negativă și direcția Y.

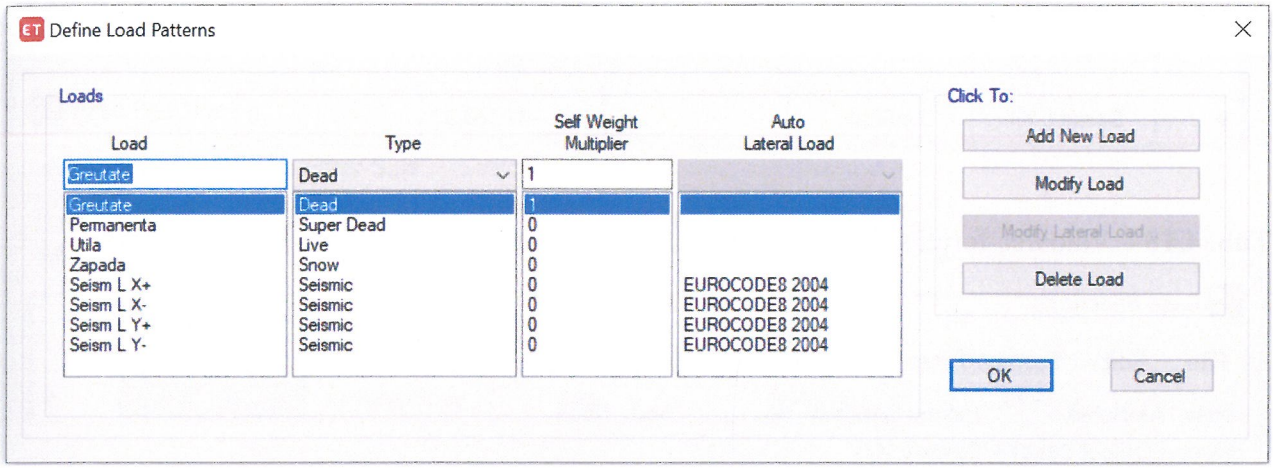


Fig. 4.7 – Meniu pentru definirea seismului lateral

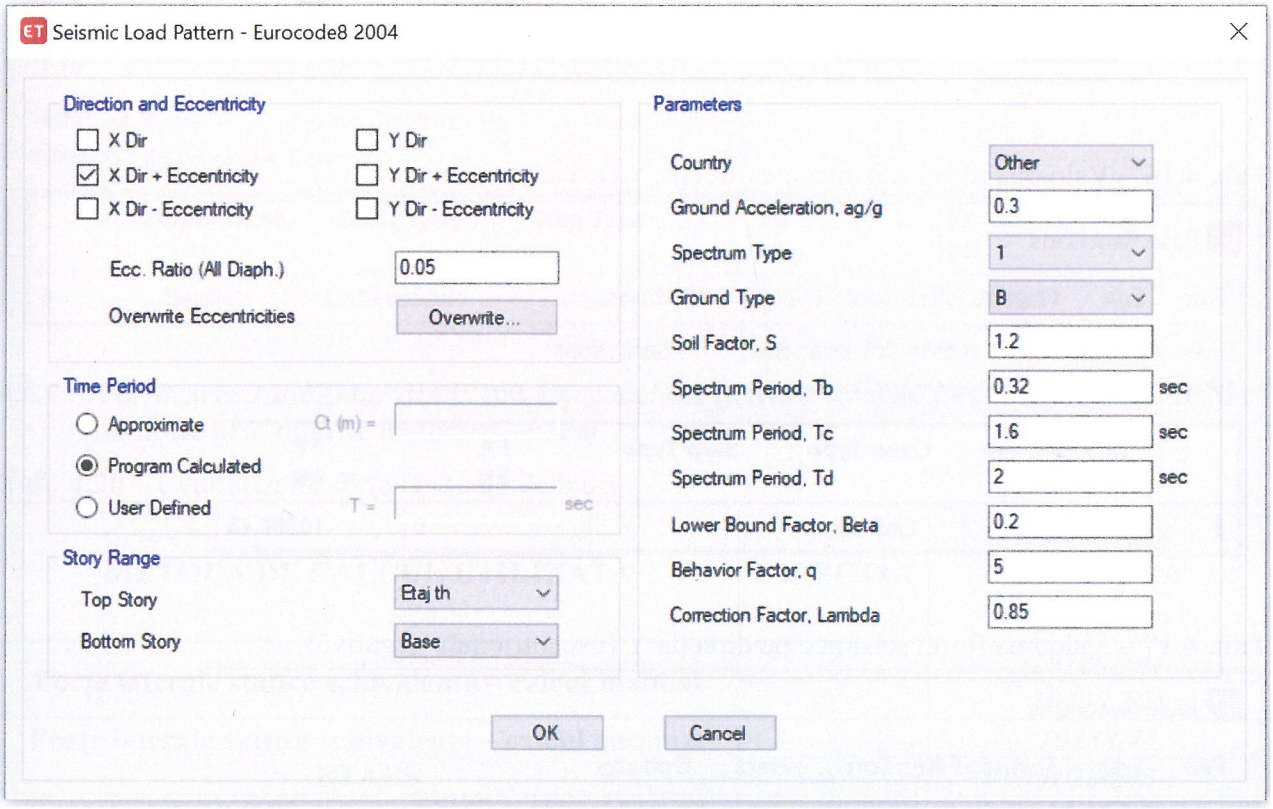


Fig. 4.8 – Definirea seismului lateral pe direcția X cu excentricitate pozitivă

Valorile obținute în urma calculul automat cu programul *ETABS* sunt sunt prezentate în *tabelele 4.14÷4.17*.

Tab. 4.14 – Valoarea forței seismice pe direcția X (excentricitate pozitivă)

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism L X+')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism L X+	LinStatic		-10288.43	0

Tab. 4.15 – Valoarea forței seismice pe direcția X (excentricitate negativă)

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism L X-')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism L X-	LinStatic		-10288.43	0

Tab. 4.16 – Valoarea forței seismice pe direcția Y (excentricitate pozitivă)

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism L Y-')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism L Y-	LinStatic		0	-10288.43

Tab. 4.17 – Valoarea forței seismice pe direcția Y (excentricitate negativă)

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism L Y+')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism L Y+	LinStatic		0	-10288.43

4.6.3 Calculul forței tăietoare de bază cu programul ETABS prin metoda de calcul modal cu spectre de răspuns

Programul *ETABS* calculează automat forța tăietoare de bază prin metoda cu spectre de răspuns.

Valorile obținute în urma calculul automat cu programul *ETABS* sunt sunt prezentate în *tabelele 4.18÷4.19*.

Tab. 4.18 – Valoarea forței seismice pe direcția X

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism X')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism X	LinRespSpec	Max	9845.36	3.43

Tab. 4.19 – Valoarea forței seismice pe direcția Y

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'Seism Y')

	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN
▶	Seism Y	LinRespSpec	Max	3.43	9796.7

4.6.4 Verificarea condițiilor din P 100-1 și concluzii privind valorile forțelor tăietoare de bază obținute prin diferite metode de calcul

Tab. 4.20 – Centralizator forțe tăietoare de bază

METODA DE CALCUL UTILIZATĂ	DIRECȚIA	VALOARE OBȚINUTĂ [kN]
Forțe laterale statice echivalente – calcul manual	X	*10200,204*
	Y	*10200,204*
Forțe laterale statice echivalente – calcul automat ETABS	X	*10288,43*
	Y	*10288,43*
Calcul modal cu spectre de răspuns – calcul automat ETABS	X	*9845,36*
	Y	*9796,7*

$$F_{b,x} = max\begin{cases} Calcul\ manual \rightarrow 10200{,}204\ kN \\ Calcul\ Etabs \rightarrow 10288{,}43\ kN \end{cases} \rightarrow F_{b,x} = \mathbf{10288{,}43\ kN}$$

$$F_{b,y} = max\begin{cases} Calcul\ manual \rightarrow 10200{,}204\ kN \\ Calcul\ Etabs \rightarrow 10288{,}43\ kN \end{cases} \rightarrow F_{b,x} = \mathbf{10288{,}43\ kN}$$

Conform P 100-1

Paragraf 4.5.3.3.1 (12)

Dacă forța tăietoare de bază rezultată în urma combinării modale a eforturilor imediat deasupra secțiunii teoretice de încastrare, $F_{b,t}$, este mai mică decât 85% din forța tăietoare de bază, F_b, calculată cu metoda forțelor laterale statice echivalente, eforturile și deformațiile rezultate din calcul structural se amplifică cu factorul:

$$factor\ de\ amplificare = \frac{0{,}85 \cdot F_b}{F_{b,t}}$$

Amplificarea eforturilor și deformațiilor se poate face direct prin amplificarea spectrului de proiectare pentru componentele orizontale ale terenului $S_d(T)$ cu factorul $0{,}85\lambda F_b/F_{b,t}$ în care $F_{b,t}$ este determinată utilizând forma neamplificată $S_d(T)$ și λ este determinat conform *P 100-1 punctul 4.5.3.2.2.*

Verificare condiție *4.5.3.3.1 (12) din P 100-1:*

$F_{b,t} > 85\% \cdot F_{b,x} \rightarrow 9845{,}36 > 85\% \cdot 10288{,}43\ kN = 8747{,}16\ kN \rightarrow$ ***conditie indeplinita***

$F_{b,t} > 85\% \cdot F_{b,y} \rightarrow 9796{,}7 > 85\% \cdot 10288{,}43\ kN = 8747{,}16\ kN \rightarrow$ ***conditie indeplinita***

Se constată că valoarea forței tăietoare de bază calculată prin metoda cu spectre de răspuns este mai mare decât 85% din forța tăietoare de bază calculată prin metoda cu forțe laterale statice echivalente, prin urmare nu se impune amplificarea eforturilor.

În continuare, calculul și verificările se vor face prin metoda cu spectre de răspuns.

4.6.5 Distribuția forțelor seismice orizontale pe niveluri

Distribuția forțelor seismice pe înălțimea clădirii se face în funcție de forța tăietoare de bază, înălțimea fiecărui nivel și masa acestuia cu relația:

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_{j=1}^{n} m_j \cdot z_j}$$

unde,

z_i *si* z_j	*reprezintă înălțimea până la nivelul „i" și respectiv „j" măsurată față de baza construcției considerată în calcul;*
n	*reprezintă numărul de niveluri.*

Forțele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forțe laterale la nivelul fiecărui planșeu (planșeu considerat rigid și indeformabil în planul său). În relația de mai jos s-au calculat pentru exemplificare forțele seismice pentru primele două niveluri, similar fiind calculate forțele seismice pentru toate nivelurile în *tabelul 4.21*. În calcul s-a utilizat valoarea forței tăietoare de bază calculată manual.

$$\sum_{j=1}^{n} m_j \cdot z_j = m_1 \cdot z_1 \ldots . m_{11} \cdot z_{11} = \mathbf{1108560\ kNm}$$

$$F_{b,11} = 10200{,}19 \cdot \frac{6612 \cdot 3}{1108560} = \mathbf{182{,}52kN}$$

$$F_{b,10} = 10200{,}19 \cdot \frac{6612 \cdot 6}{1108560} = \mathbf{365{,}03kN}$$

Tab. 4.21 – Calculul forțelor seismice de nivel

NR. CRT.	NIVEL	MASA	ÎNĂLȚIMEA	$m \cdot z_i$	F_b	$F_{b,i}$	
		[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[kN]	
0	1	2	3	4=2x3	5	6=5x2x3/4 (∑1÷11)	
1	Etaj th	410	33	13530	10200,19	$F_{b,1}$	*124,49*
2	Etaj 9	6747	30	202410		$F_{b,2}$	*1862,43*
3	Etaj 8	6612	27	178524		$F_{b,3}$	*1642,65*
4	Etaj 7	6612	24	158688		$F_{b,4}$	*1460,14*
5	Etaj 6	6612	21	138852		$F_{b,5}$	*1277,62*
6	Etaj 5	6612	18	119016		$F_{b,6}$	*1095,10*
7	Etaj 4	6612	15	99180		$F_{b,7}$	*912,58*
8	Etaj 3	6612	12	79344		$F_{b,8}$	*730,07*
9	Etaj 2	6612	9	59508		$F_{b,9}$	*547,55*
10	Etaj 1	6612	6	39672		$F_{b,10}$	*365,03*
11	Parter	6612	3	19836		$F_{b,11}$	*182,52*
∑ 1÷11				*1108560*		∑ 1÷11	*10200,19*

În figura 4.9 este prezentată sub formă grafică distribuția forțelor seismice calculate în *tabelul 4.21 coloana 6.*

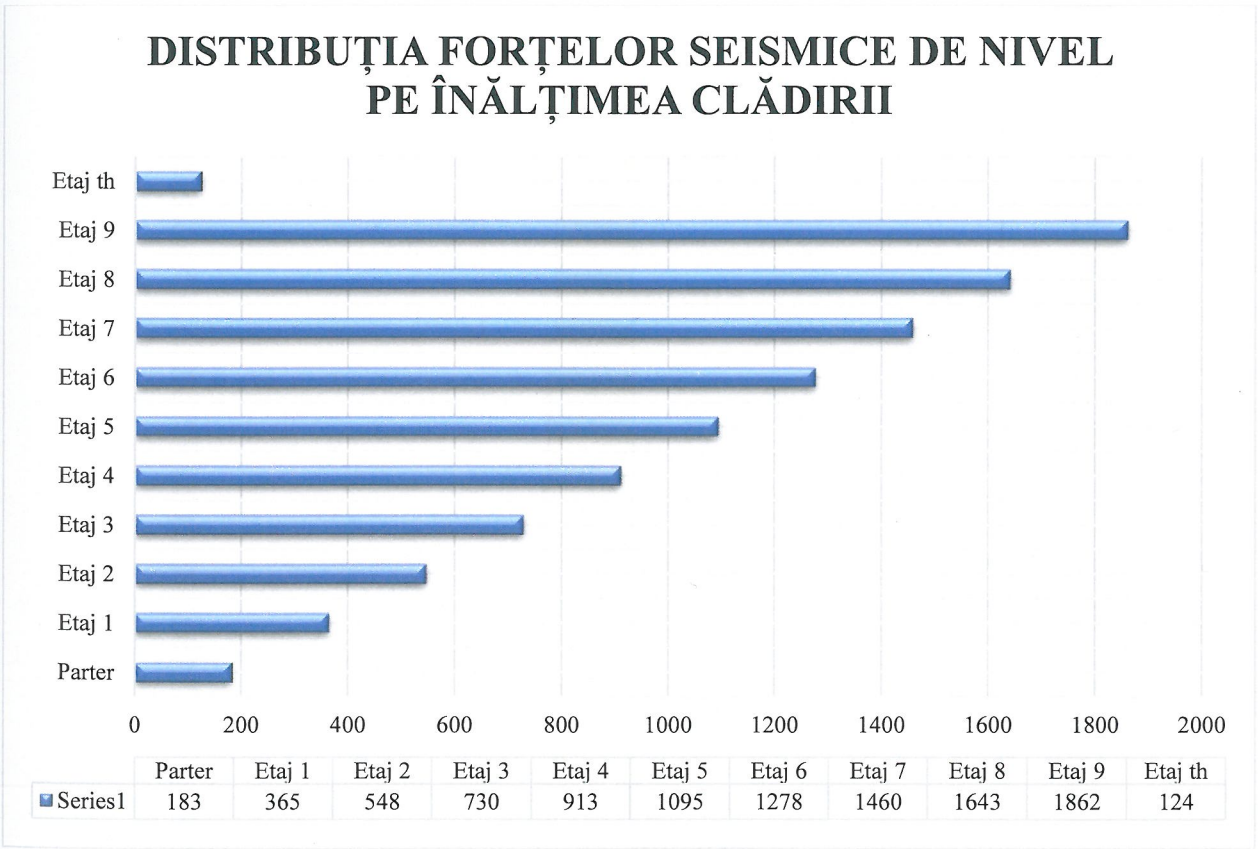


Fig. 4.9 – Distribuția forțelor seismice de nivel pe înălțimea clădirii

În *figura 4.10* forțele seismice calculate în *tabelul 4.21* au fost distribuite pe înălțimea etajului rezultând diagrama de forță tăietoare a structurii.

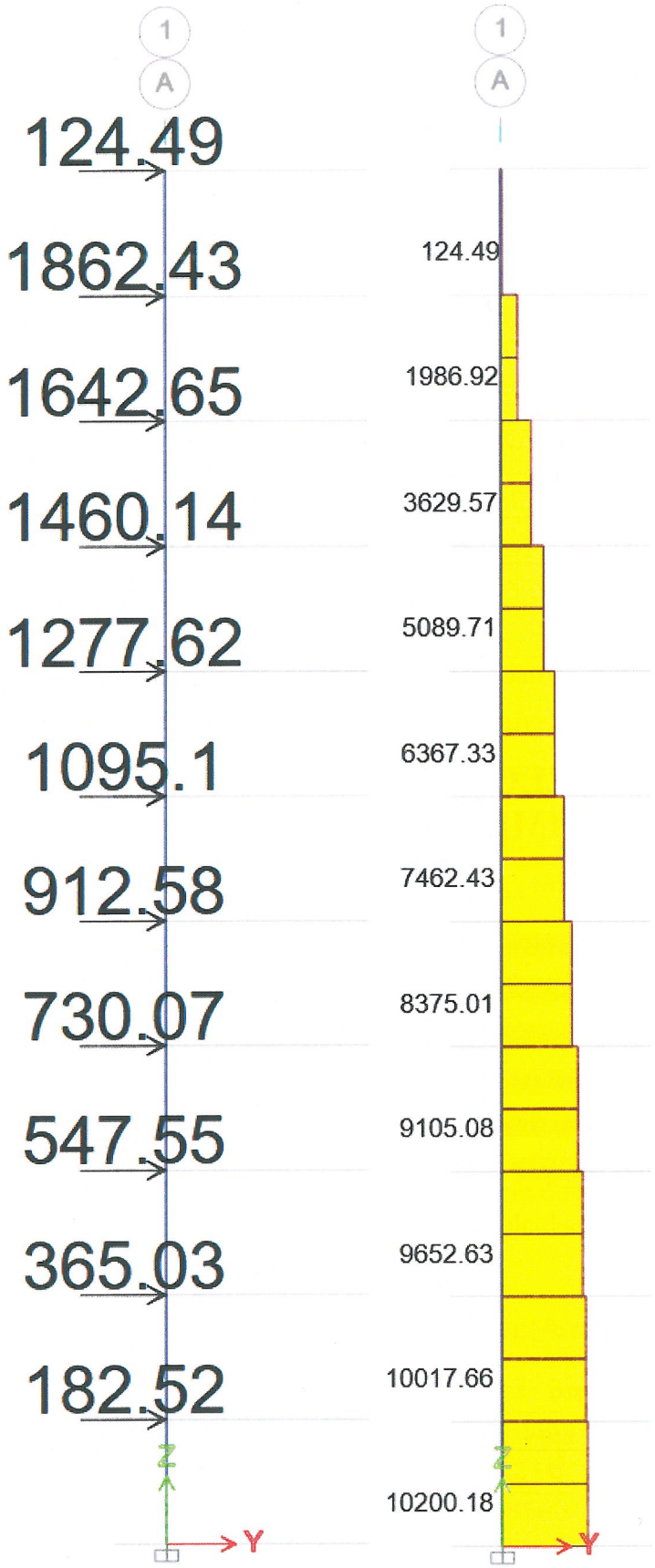


Fig. 4.10 – Forța tăietoare a fiecărui nivel

În *figura 4.11* este reprezentată diagrama de forță tăietoare obținută automat din programul *ETABS*.

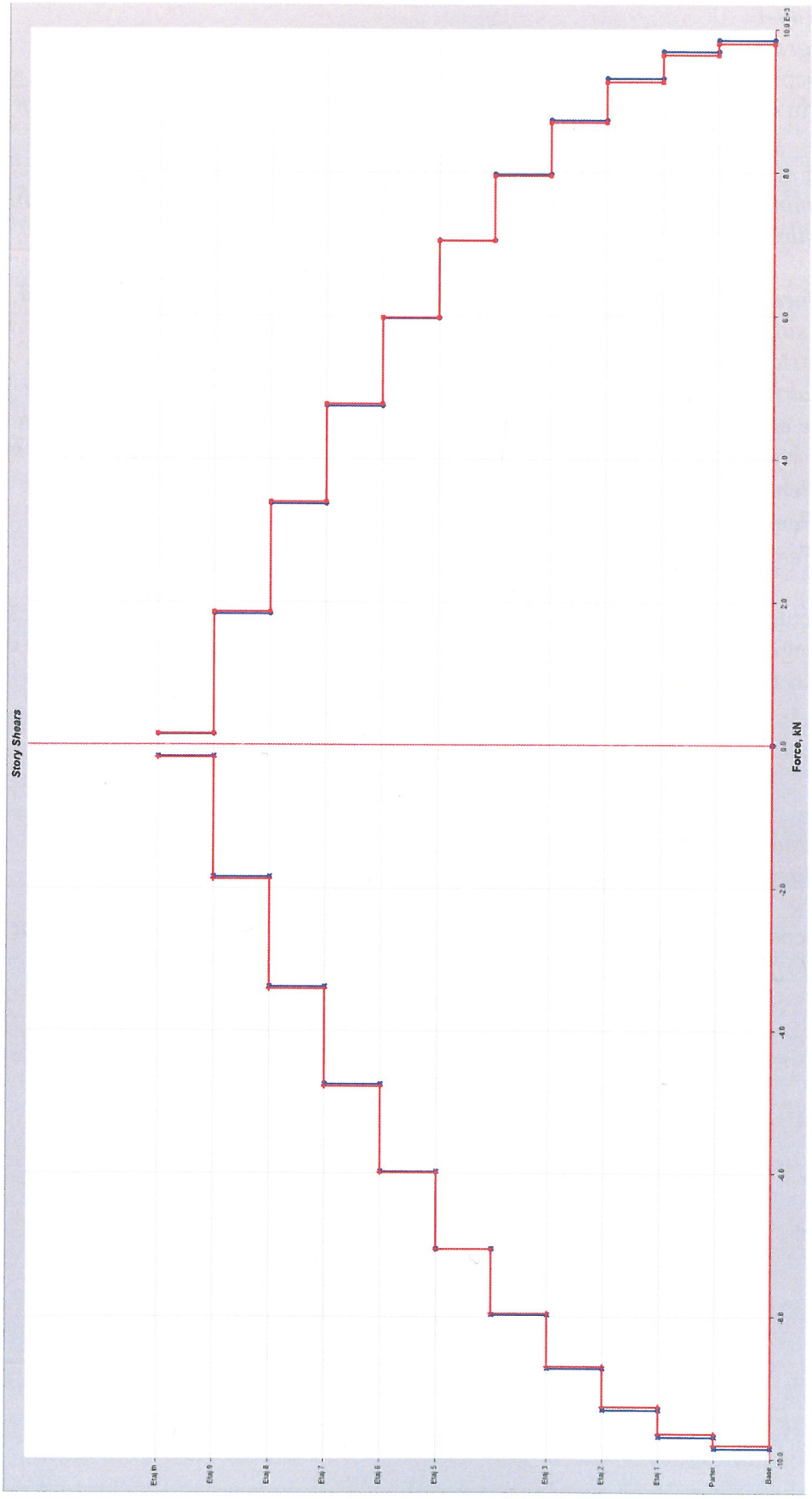


Fig. 4.11 – Forța tăietoare a fiecărui nivel obținută din programul *ETABS*

4.7 VERIFICAREA FLEXIBILITĂȚII STRUCTURII LA TORSIUNE

Conform P100-1

Paragraful 4.4.3.2

(5) Deplasarea maximă înregistrată pe perimetrul construcție în **combinația seismică de proiectare**, în direcția forței, nu depășește cu mai multe de 35% media deplasărilor maxime și minime.

NOTĂ: Prin alcătuirea structurii de rezistență și prin modul de distribuție a maselor se evită cuplarea semnificativă a modurilor de vibrație torsiune cu cele de translație, prin reducerea sensibilă a vibrațiilor la torsiune față de cele de translație.

Conform P100-1 4.4.3.2 (1)÷(8) rezultă: dacă condiția (5) (analizată în cadrul prezentului subcapitol) nu este îndeplinită, construcția se consideră flexibilă la torsiune. Prin urmare această condiție este obligatorie să fie verificată pentru toate construcțiile. Acest lucru este important din prisma faptului că factorul de comportare pentru clădirile flexibile la torsiune este mult mai redus, în comparație cu clădirile care nu sunt sensibile la torsiune.

Factorii de comportare pentru clădiri din beton armat flexibile la torsiune sunt:

- *Pentru clasa de ductilitate DCH: q = 3*
- *Pentru clasa de ductilitate DCM: q = 2*
- *Pentru clasa de ductilitate DCL: q = 1,5*

Structura este considerată ca având o sensibilitate acceptabilă la torsiune, dacă deplasarea maximă, înregistrată la o extremitate a clădirii, este de cel mult 1,35 ori mai mare decât media deplasărilor celor două extremități, d_1 și d_2.

$$\frac{2 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \leq 1{,}35$$

unde,

d_1 – valoarea mai mică a deplasărilor;

d_2 – valoarea mai mare a deplasărilor.

Procedeul este inspirat din codurile de proiectare seismică americane *(SEAOC [3], ICBO [4], FEMA [5], ASCE [6]).*

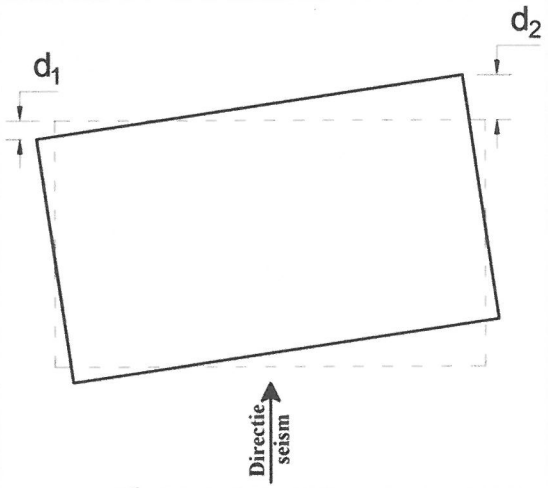


Fig. 4.12 – Deplăsările extremităţilor planşeului

4.7.1 Verificarea flexibilității la torsiune la nivelul parterului

- **Direcția Y**

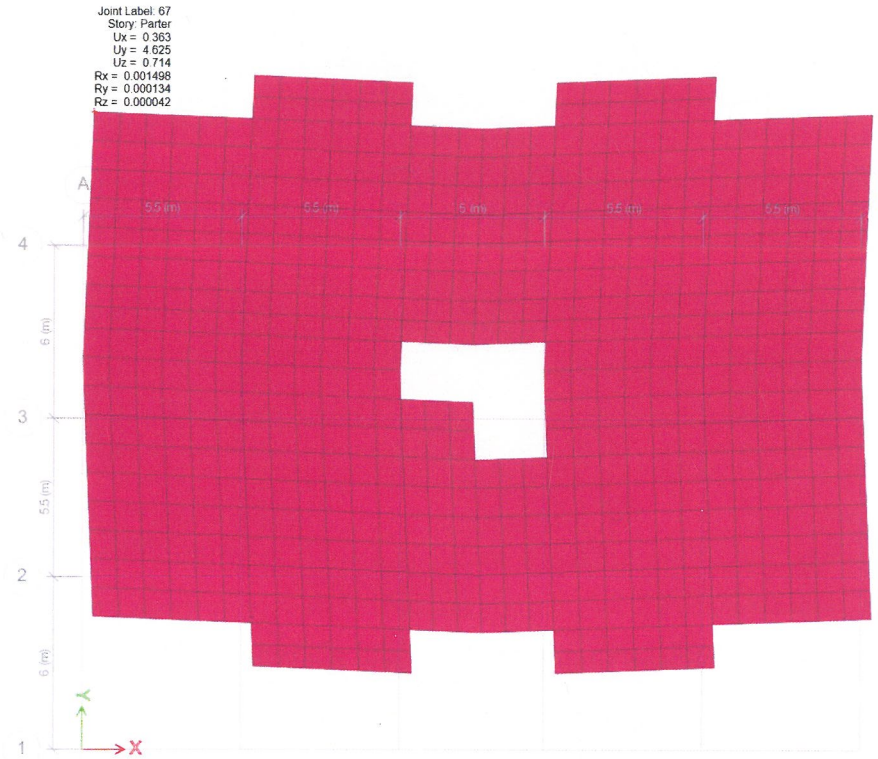


Fig. 4.13 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului d_1 = **4,625 mm (axul A)**

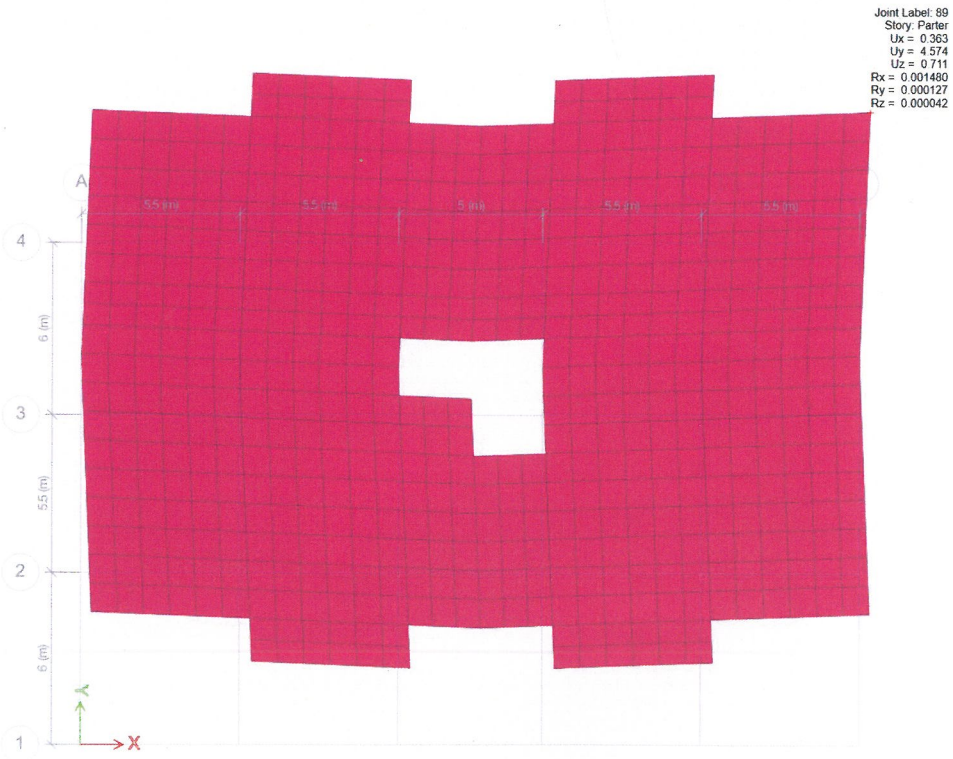


Fig. 4.14 – Deplasarea maximă la nivelul planșeului d_1 = **4,625 mm (axul F)**

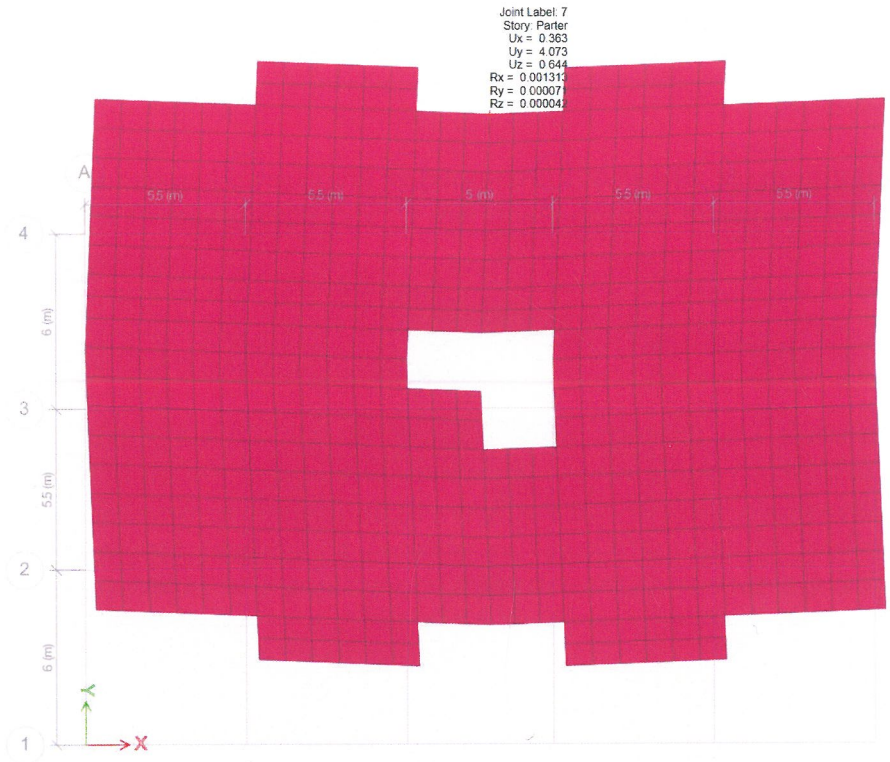


Fig. 4.15 – Deplasarea minimă la nivelul planşeului d_2 = **4,073 mm**

$$\frac{2 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \leq 1{,}35 \rightarrow \frac{2 \cdot 4{,}625}{4{,}625 + 4{,}073} \leq 1{,}35$$

$$\rightarrow \mathbf{1{,}063 \leq 1{,}35} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

- **Direcția X**

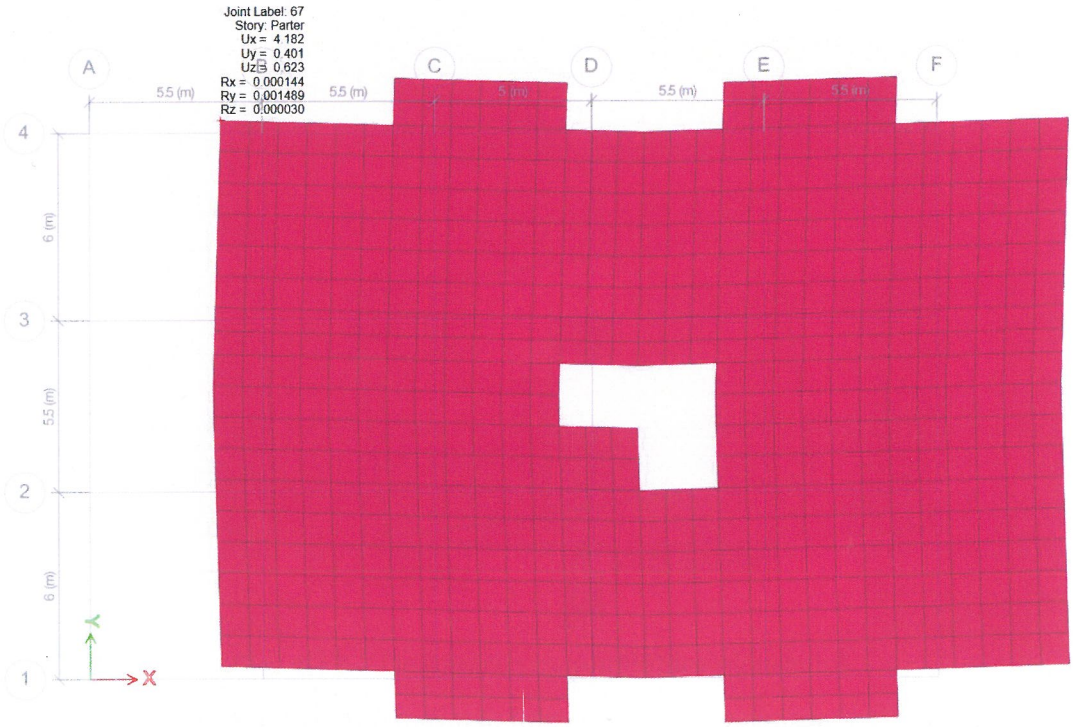


Fig. 4.16 – Deplasarea maximă la nivelul planşeului d_1 = **4,18 mm (axul 4)**

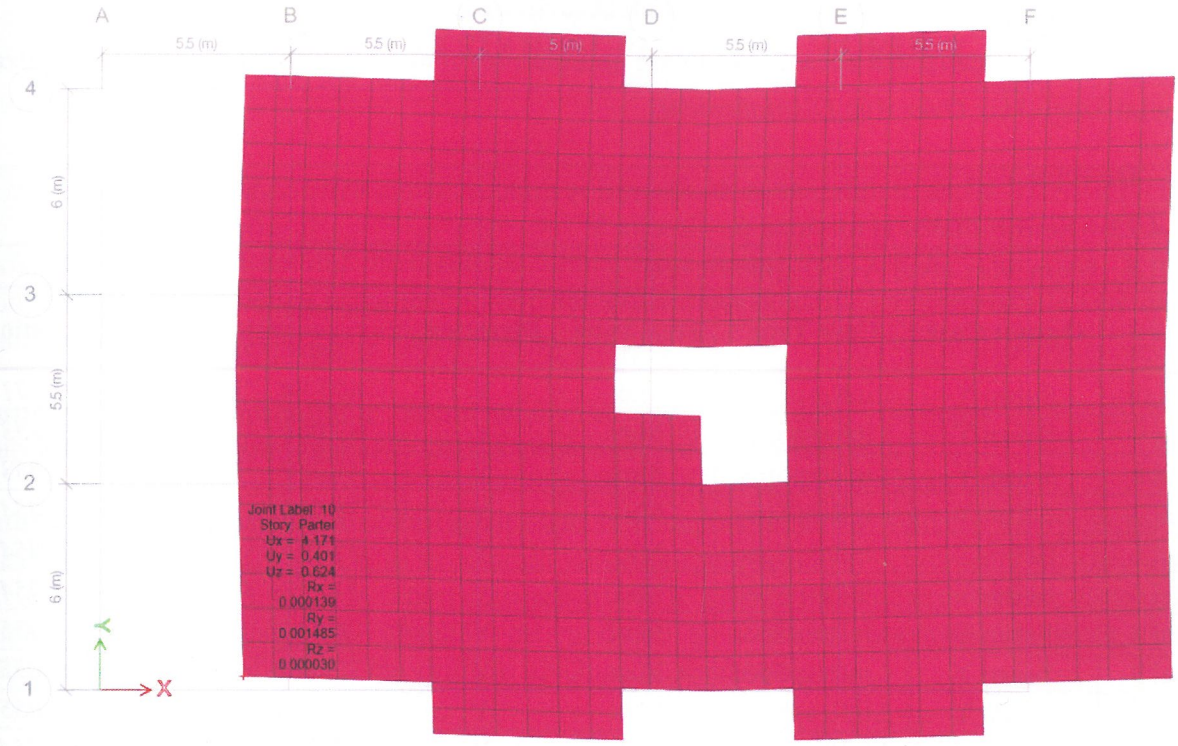


Fig. 4.17 – Deplasarea maximă la nivelul planşeului $\mathbf{d_1 = 4{,}171\ mm}$ **(axul F)**

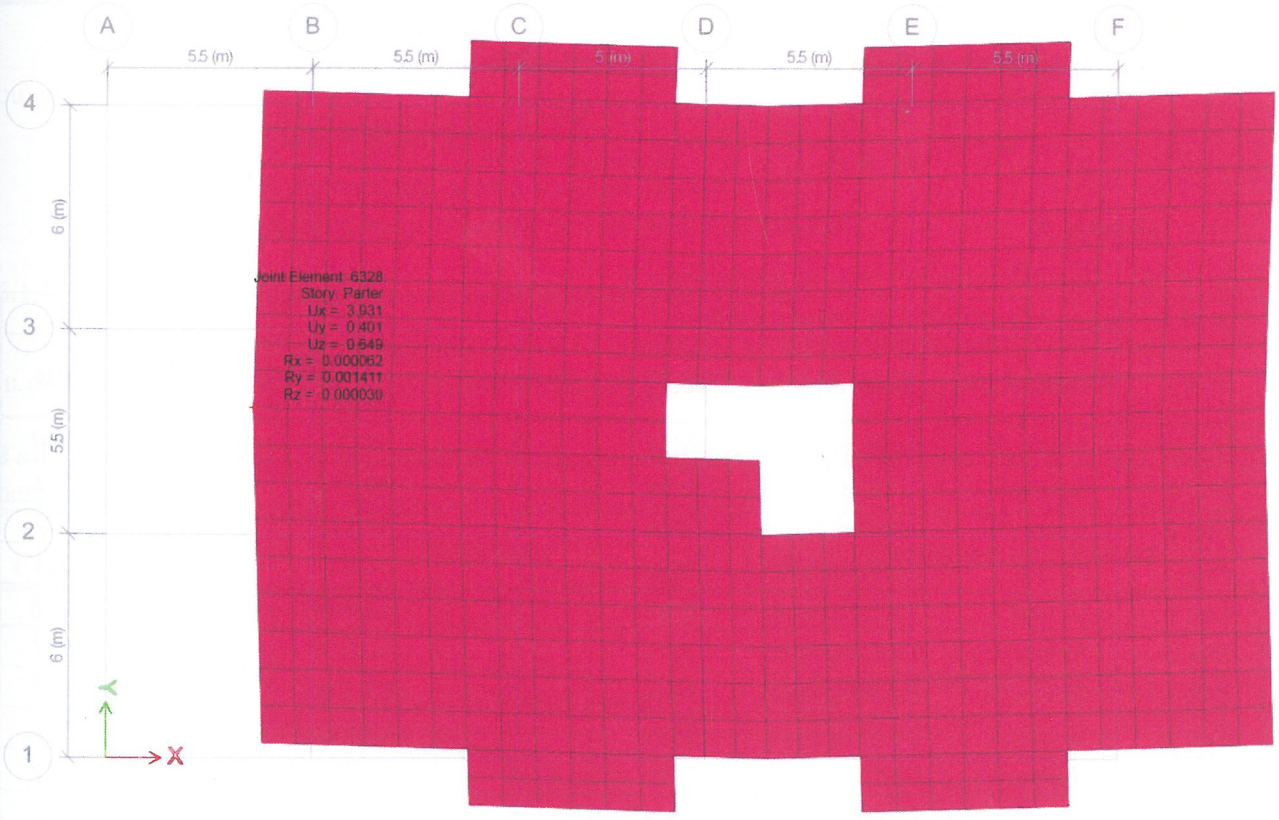


Fig. 4.18 – Deplasarea minimă la nivelul planşeului $\mathbf{d_2 = 3{,}931\ mm}$

$$\frac{2 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \leq 1{,}35 \rightarrow \frac{2 \cdot 4{,}171}{4{,}171 + 4{,}393} \leq 1{,}025$$

$$\rightarrow \mathbf{1{,}025 \leq 1{,}35} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

4.7.2 Verificarea flexibilității la torsiune a structurii utilizând programul ETABS

Programul realizează această verificare automat, rezultatele verificării putând fi vizualizate în tabelul *Story Max Over Avg Displacements.*

- **Direcția Y**

Tab. 4.22 – Sensibilitatea la torsiune pe direcţia Y

TABLE: Story Max Over Avg Displacements							
Story	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**Direction**	**Maximum** mm	**Average** mm	**Ratio**
Etaj th	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	40,884	40,84	***1,001***
Etaj 9	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	43,064	40,915	***1,053***
Etaj 8	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	41,207	39,129	***1,053***
Etaj 7	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	38,606	36,642	***1,054***
Etaj 6	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	35,245	33,439	***1,054***
Etaj 5	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	31,193	29,585	***1,054***
Etaj 4	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	26,543	25,168	***1,055***
Etaj 3	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	21,4	20,288	***1,055***
Etaj 2	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	15,887	15,061	***1,055***
Etaj 1	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	10,173	9,648	***1,054***
Parter	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	**4,625**	**4,396**	***1,052***
Demisol	Seism Y	LinRespSpec	Max	Y	0,528	0,51	***1,036***

Pe direcția Y se constată că este îndeplinită condiția la toate nivelurile.

$$Parter: \frac{2 \cdot d_2}{d_1 + d_2} \leq 1{,}35 \rightarrow \frac{2 \cdot 4{,}625}{4{,}396 + 4{,}396} \leq 1{,}35 \rightarrow \mathbf{1{,}052 \leq 1{,}35}$$

- **Direcția X**

Tab. 4.23 – Sensibilitatea la torsiune pe direcţia X

TABLE: Story Max Over Avg Displacements							
Story	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**Direction**	**Maximum** mm	**Average** mm	**Ratio**
Etaj th	Seism X	LinRespSpec	Max	X	40,79	40,776	***1,000***
Etaj 9	Seism X	LinRespSpec	Max	X	40,752	39,916	***1,021***
Etaj 8	Seism X	LinRespSpec	Max	X	39,189	38,378	***1,021***
Etaj 7	Seism X	LinRespSpec	Max	X	36,887	36,12	***1,021***
Etaj 6	Seism X	LinRespSpec	Max	X	33,809	33,102	***1,021***
Etaj 5	Seism X	LinRespSpec	Max	X	30,012	29,381	***1,021***
Etaj 4	Seism X	LinRespSpec	Max	X	25,578	25,038	***1,022***
Etaj 3	Seism X	LinRespSpec	Max	X	20,611	20,174	***1,022***
Etaj 2	Seism X	LinRespSpec	Max	X	15,233	14,908	***1,022***
Etaj 1	Seism X	LinRespSpec	Max	X	9,621	9,414	***1,022***
Parter	Seism X	LinRespSpec	Max	X	4,182	4,091	***1,022***
Demisol	Seism X	LinRespSpec	Max	X	0,30	0,292	***1,027***

Pe direcția X se constată că este îndeplinită condiția la toate nivelurile

CAPITOLUL 5: CALCULUL EFORTURILOR ŞI DIMENSIONAREA ELEMENTELOR SUPRASTRUCTURII

Conform NP 112-2014 suprastructura şi infrastructura se definesc astfel:

Infrastructură: Ansamblul elementelor structurale situate, de regulă, sub cota zero a construcţiei. Infrastructura este alcătuită din substructură şi fundaţii. La construcţiile care nu au substructură, infrastructura este alcătuită doar din fundaţii.

Suprastructură: Ansamblul elementelor structurale situate deasupra infrastructurii. Suprastructura este poziţionată, de regulă, peste cota zero a construcţiei.

Substructură: Parte a infrastructurii poziţionată între suprastructură şi fundaţii. Substructura este alcătuită, de regulă, din elemente structurale verticale (pereţi, stâlpi) şi elemente orizontale sau înclinate (plăci, grinzi, etc.). În raport cu suprastructura, aceasta prezintă diferenţe de alcătuire şi conformare, care conduc la capacităţi de rigiditate şi rezistenţă majorate. În unele cazuri substructura include şi primul sau primele niveluri de peste cota zero.

5.1 CALIBRARE MODELULUI DE CALCUL PENTRU EXTRAGEREA EFORTURILOR DE DIMENSIONARE

Calculul eforturilor se va realiza cu programul de calcul *ETABS* utilizând metoda de calcul cu spectre de răspuns.

În calcul se va ţine cont de două aspecte:

- Rigiditatea elementelor şi aria secţiunii transversale;
- Deformabilitatea infrastructurii şi a terenului de fundare.

5.1.1 Rigiditatea elementelor şi aria secţiunilor transversale

Pentru dimensionarea elementelor se va considera o variaţie a rigidităţii şi ariei elementelor în domeniul fisurat, adoptând valori în funcţie de tipul elementului conform *tabelului 5.1*.

Tab. 5.1 – Rigidităţi şi coeficienţi de reducere a rigidităţii elementelor de beton armat utilizaţi pentru dimensionare

Nr. Crt.	Element	Rigiditate	Coeficienţi de reducere
0	1	2	3
1	**Stâlpi**	$0{,}8 \cdot E_c \cdot I_c$ *(dacă nu există stâlpi întinşi)*	*Figura 5.1* Moment of Inertia about 2 axis = **0,8** Moment of Inertia about 3 axis = **0,8**
2	**Grinzi**	$0{,}6 \cdot E_c \cdot I_c - moment$ $0{,}1 \cdot E_c \cdot I_c - la\ torsiune$	*Figura 5.2* Torsional constant = **0,1** Moment of Inertia about 2 axis = **0,6** Moment of Inertia about 3 axis = **0,6**
3	**Placă**	$0{,}5 \cdot E_c \cdot I_c$	*Figura 5.3* Bending m11 Direction = **0,5** Bending m22 Direction = **0,5**

4	**Radier**	$0{,}5 \cdot E_c \cdot I_c$	*Figura 5.4* Bending m11 Direction = **0,5** Bending m22 Direction = **0,5**
5	**Perete**	$0{,}5 \cdot I_c$ $A_{eq} = 0{,}5 \cdot A_c$ $A_{eq,s} = 0{,}5 \cdot A_c$ ***Obs: Pentru pereţi s-au considerat simplificat valorile de mai sus. Pentru structuri cu pereţi din beton armat se va consulta punctul 3.3.2.2 (2) din CR 2-1-1.1/2022.***	*Figura 5.5* Membrane f11 Direction = **0,5** Membrane f22 Direction = **0,5**

unde,

E_c	*modulul de elasticitate al secţiunii nefisurate;*
I_c	*momentul de inerţie al secţiunii;*
A_c	*aria secţiunii brute a elementului de beton;*
A_{eq}	*aria secţiunii transversale;*
$A_{eq,s}$	*aria secţiunii de forfecare.*

În programul *ETABS* reducere de rigidităţii se poate face în două moduri:

- prin reducerea modului de elasticitate al betonului direct din fereastra de proprietăţi;
- prin aplicarea coeficienţilor de reducere în meniul *Property/Stiffnes Modifiers for Analysis (metoda recomandată).*

Prima metoda s-a aplicat la calculul deplasărilor fiind uşor de aplicat pentru ca modulul de elasticitate al betonului în stare nefisurată s-a redus cu aceiaşi valoare pentru toate elementele, însă în modelul de dimensionare vom aplica a doua metodă. În *figurile 5.1÷5.6* este reprezentat modul de reducere a rigidităţii şi ariei secţiuni transversale pentru fiecare tip de element. În acest mod se aplică coeficienţi de reducere pentru toate elementele.

Pentru structura analizată perioada de vibraţie a structurii utilizând modulul de elasticitate al betonului redus la jumatate este *1,15s*, mai mică decât perioada T_c, prin urmare nu este atât de importantă valoarea aleasă, deoarece forţele seismice nu se reduc (clădirea nu iese din spectru de proiectare T_B - T_C).

Dacă considerând betonul nefisurat structura are o perioadă proprie în modurile de vibraţie fundamentale apropiată de perioada T_c, prin reducerea rigidităţii se poate produce o scadere a forţelor seismice. Acest lucru poate fi benefic şi economic, dar trebuie să fim siguri că această clădire iese din spectru, pentru că datorită componentelor nestructurale (care în general nu se introduc în modelele de calcul) este posibil că în realitate clădirea să nu ajungă cu perioada proprie pe panta descendentă a spectrului şi prin urmare în realitate forţele seismice aplicate clădiri să fie mai mari decât cele cu care se realizează dimensionarea structurii.

Această reducere a rigidităţilor, aşa cum este prezentată în *tabelul 5.1*, era prevăzută în *Anexa A* din *„Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat Indicativ NP 007-97"*. Conform *P 100-1* verificarea deformaţiilor la stare limită ultimă se face cu modulul de elasticitate redus cu 50% şi prin urmare şi dimensionare ar trebui să se facă cu aceiaşi valoare a modulului.

Conform *P 100-1*

Paragraful 4.5.2 (9)

Pentru structurile clădirilor alcătuite din beton armat, din beton cu armătură rigidă sau din zidărie, la evaluarea rigidităţii elementelor de rezistenţă se vor considera efectele fisurării betonului, respectiv mortarului. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat se poate considera egală **cu jumatate din valorea** corespunzătoare secţiunilor nefisurate.

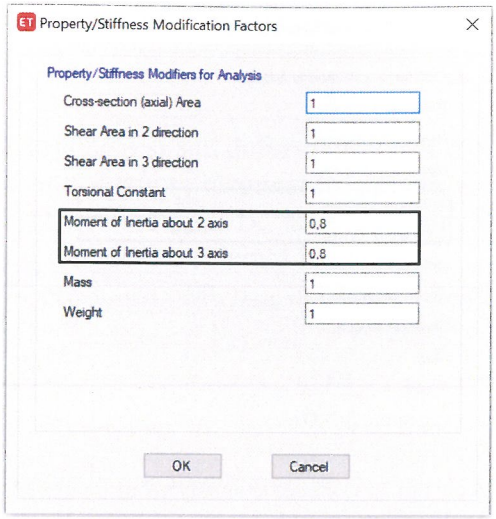


Fig. 5.1 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii stâlpilor

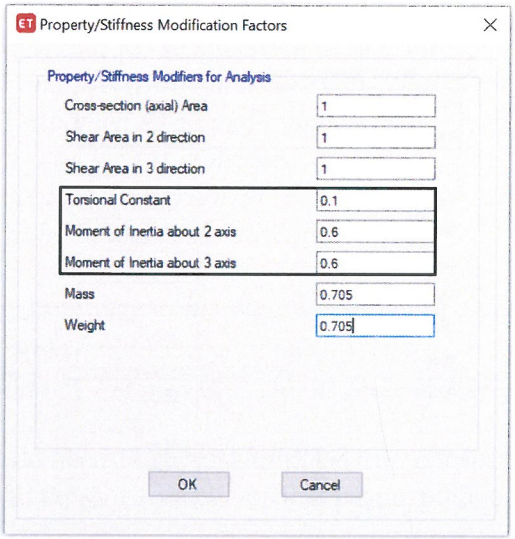


Fig. 5.2 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii grinzilor

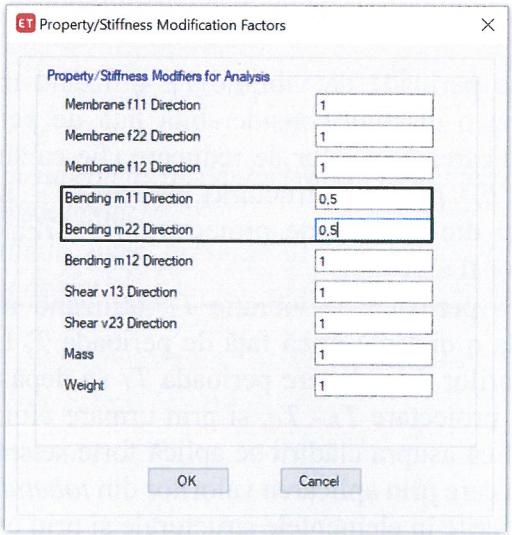


Fig. 5.3 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii plăcilor

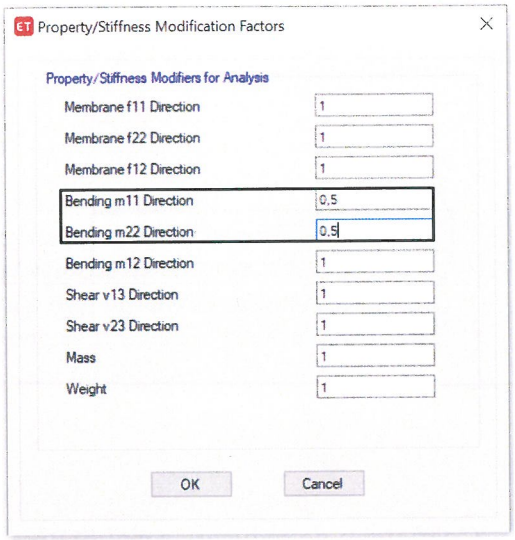


Fig. 5.4 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii radierului

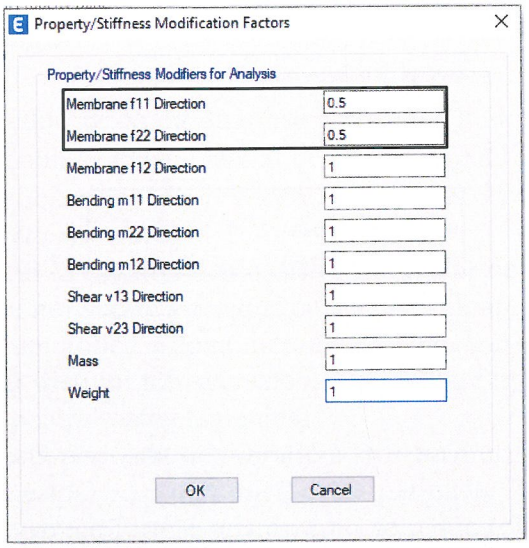


Fig. 5.5 – Coeficienţi de reducere a rigidităţii pereţilor

Când utilizăm o valoarea a modulului de elasticitate redusă putem avea următoarele două situaţii:

- dacă clădirea are o perioadă de vibraţie T_1, utilizând modului de elasticitate întreg (nefisurat), aflată la o distanţă considerabilă faţă de perioada T_c (*Ex.* $T_1=0,40s$, *iar* $T_c=1,60s$), prin aplicarea factorilor de reducere (fie ca sunt cei din *tabelul 5.1* sau se aplică valoarea de *0,5* pe toată structură) perioada T_1 nu va depăşi perioada T_c, iar clădirea nu va ieşi din spectru de proiectare T_B - T_C, şi prin urmare eforturile de dimensionare nu vor fi afectate;
- dacă clădirea are o perioadă de vibraţie T_1, utilizând modulul de elasticitate întreg (nefisurat), aflată la o distanţă mică faţă de perioada T_c (*Ex.* $T_1=1,40s$, *iar* $T_c=1,60s$), prin aplicarea factorilor de reducere perioada T_1 va depăşi perioada T_c, iar clădirea va ieşi din spectru de proiectare T_B - T_C, şi prin urmare eforturile de dimensionare vor fi afectate prin faptul că asupra clădirii se aplică forţe seismice mai reduse. Aceasta este una din situaţiile în care prin aplicarea valorilor din *tabelul 5.1* şi aplicarea valorii de *0,5* se obţin eforturi diferite în elementele structurale şi prin urmare armări diferite.

5.1.2 Deformabilitatea terenului de fundare

Conform *P 100-1*

Paragraful 4.5.2 (10)

Deformabilitatea infrastructurii şi/sau deformabilitatea terenului trebuie considerate, dacă acestea au o influenţă semnificativă asupra răspunsului structural. În cazul clădirilor din clasa de importanta şi expunere la cutremur I sau II, amplasate în zone seismice cu $a_g \geq 0{,}20g$, deformabilitatea infrastructurii trebuie considerată în calcul.

Conform *NP 112-2014* presiunea netă, p_{net}, la baza fundaţiei se calculează cu relaţia:

$$p_{net} = p_{ef\ med} - \gamma \cdot D$$

$$p_{ef\ med} = \frac{V_{Ed}}{B \cdot L}$$

unde,

$p_{ef\ med}$ *– presiunea efectivă medie la baza fundației;*

γ *– greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului bazei fundației;*

D *– adâncimea de fundare.*

O problemă în calculul tasărilor apare în situația săpăturilor generale de dimensiuni mari. *Conform NP 112-2014 H.2.1. (2)* se specifică următoarele:

NOTĂ: În cazul gropilor de fundare cu lățimi mari ($B > 10$ m) executate în terenuri coezive, când există posibilitatea ca fundul săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar net mediu pe talpa fundației se acceptă $p_{net} = p_{ef\ med}$ fără a considera efectul de descărcare al greutății pământului excavat. În acest caz, pentru calculul tasărilor în domeniul de presiuni $p_{net} < \gamma \cdot D$, se pot utiliza valorile modulului de deformație liniară la descărcare.

Practic nu se mai ține cont de sarcina dată de pământul situat deasupra nivelul fundației și formula enunțată mai sus devine:

$$p_{net} = p_{ef\ med} - \gamma \cdot D \rightarrow \boldsymbol{p_{net} = p_{ef\ med}}$$

Fără a se ține seama de această suprasarcină tasările construcției vor fi mai mari, iar într-o situație aflată la limita pragului maxim acestea vor fi depășite, putând fi necesară schimbarea soluției de fundare.

Coeficientul de pat se poate calcula prin metoda bazată pe modelul mediului discret *(modelul Winkler)* care asimilează terenul cu un mediu discret reprezentat prin resoarte independente. Resoartele permit determinarea deformației terenului aflat sub fundației, dar nu și în afara acesteia. Relația caracteristică pentru modelul Winkler este:

$$p = z \cdot k_s \rightarrow \boldsymbol{k_s = \frac{p}{z}}$$

unde,

p *– presiunea într-un punct al suprafeței de contact dintre fundație și teren;*

z *– deformația pe verticală în acel punct;*

k_s *– factor de proporționalitate între presiune și deformație, care caracterizează rigiditatea resortului, denumit coeficient de pat.*

Conform NP 112-2014

Paragraful I.4.6 (5)

Valorea coeficienților parțiali pentru stare limită de exploatare au valoarea egală cu 1,0.

Tasarea absolută posibilă a fundației se calculează *conform NP 112-2014 Anexa H* prin metoda însumării pe straturi elementare. În analiza realizată nu s-au parcurs etapele calculului, însă vom menționa câteva aspecte importante pentru determinarea acestora:

- Pentru calcul corect al tasărilor este necesar ca studiul geotehnic să fie realizat pe o adâncime care să fie cel puțin egală cu adâncimea zonei active;
- Pentru calcul tasărilor este necesar ca studiul geotehnic să conțină parametrii geotehnici *(e, I_c, γ și E_{oed})* pentru toate orizonturile (straturile) cuprinse pe adâncimea zonei active.

Tasarea se determină în functie de presiunea p_{net} și de dimensiunile fundației, și prin urmare tasarea sau coeficientul de pat nu poate fi dată prin studiul geotehnic, calcul acesteia fiind realizat de proiectant.

Construcţia analizată se încadrează în cerinţele din *P100-1* enunţate mai sus şi prin urmare pentru calculul structurii se impune considerarea în calcul a deformabilităţii infrastructurii şi a terenului de fundare. Acest lucru se va realiza prin eliminarea reazemelor de tip încastrare şi atribuirea unui reazem elastic fundaţiei clădirii, denumit coeficient de pat.

Stratificația terenului și parametrii utilizați pentru determinarea tasărilor sunt prezentați în *tabelul 5.2*.

Tab. 5.2 – Stratificația terenului de fundare şi parametrii de calcul pentru determinarea tasărilor conform *forajul F1*

FORAJ: F1					
Cota	**Grosime**	**Denumire strat**	**E_{oed} [kPa]**	**γ_n [kN/m³]**	**M_0**
0,00 – 1,80 m	*1,80 m*	*Beton (40 cm) și umplutură din deșeuri din demolări cu pământ coeziv;*			
1,80 – 9,00 m	*7,20 m*	*Argile prafoase cafenii-negricioase, plastic vârtoase;*	*25000*	*19,6*	*1,7*
9,00 – 13,30 m	*4,30 m*	*Nisip mediu cafeniu în suprafață cu trecere în adâncime la cenușiu – cafeniu, cu rare elemente de pietriș și cu procent mai ridicat de pietriș sub 12,4 m, saturat, uniform, cu îndesare medie;*	*22400*	*19,6*	*1*
13,30 – 17,90 m	*4,60 m*	*Argile prăfoase cenușii-gălbui cu intercalații cafenii, cu orizonturi și filme de nisipuri fine micacee, foarte umede, plastic consistente la vârtoase;*	*22100*	*19,79*	*1,7*
17,90 – 30,0 m	*12,10 m*	*Nisip mediu cenușiu, foarte uniform, saturat, îndesare medie.*	*20050*	*20,2*	*1*

În acest capitol nu se va explicita modul de calcul al tasărilor, în general calcul se face cu foi de calcul în *EXCEL* sau în alte programe special concepute pentru acest calcul.

Calculul tăsărilor construcției analizate s-a realizat conform *Anexei H din NP 112-2014* utilizând foi de calcul realizate în *EXCEL*, iar rezultate obținute sunt prezentate în *tabelul 5.3*.

Pentru construcția analizată cu fundație pe radier general ce are dimensiunile 33x23,5 m este necesară realizarea unei săpături generale, și prin urmare nu s-a ținut cont de suprasarcina terenului pentru calculul, rezultând $p_{net} = p_{ef\,med}$.

Modul de deformație liniară se calculează cu relația:

$$E_s = E_{oed} \cdot M_0$$

unde,

E_{oed}	*modulul de deformație edometric, determinat în intervalul de eforturi cuprins între efortul geologic corespunzător adâncimii de recoltare a probei,σ_{gz} și efortul unitar vertical total la aceiași adâncime, $\sigma_{gz}+\sigma_z$;*
M_0	*coeficient de corecție pentru trecerea de la modulul de deformație edometric la modulul de deformație verticală. Valoarea coeficientului se poate determina experimental sau se pot adopta valori orientative indicate în tabelul J.1 din NP 112-2014;*
E_s	*modulul de deformație liniară.*

Coeficienții de pat se vor calcula conform *Anexa K K.3 din NP 112-2014* cu relația:

$$k_s = \frac{p}{z}$$

unde,

k_s	*factor de proporționalitate între presiune și deformație, care caracterizează rigiditatea resortului, denumit coeficient de pat;*
p	*presiunea într-un punct al suprafeței de contact dintre fundație și teren;*
z	*deformația pe verticală în acel punct (tasare).*

Coeficienții de pat calculați în funcție de scopul utilizării sunt prezentați în *tabelului 5.3*:

Tab. 5.3 – Valori calculate ale rigidității terenului de fundare

Nr. Crt.	Combinații de încărcări	Factor de amplificare	Scop	p [kN/m^2]	z [mm]	k_s [kN/m^3]
0	1	2	3	4	5	6=4/5
1	$P + 0{,}3U + 0{,}4Z$	1	Determinare presiune medie în combinația SLS cvasipermanentă;	138	54	**2598**
2	$P + 0{,}3U + 0{,}4Z + S$	3...5	Dimensionare structură la acțiunea seismică; Verificare presiune critică;	138	10	**2598 x 5= 12999**
3	$max \begin{cases} 1{,}35P + 1{,}5U + 1{,}05Z \\ 1{,}35P + 1{,}05U + 1{,}5Z \end{cases}$	1	Dimensionare elemente din încărcări gravitaționale; Verificare presiune critică;	220	99	**2222**
4	$P + U + Z$	1	Verificare tasări și presiuni plastice;	160	65	**2462**

În calcul, tinând cont că săpătura are o lățime mai mare de *10 m* nu s-a ținut cont de suprasarcina de calcul. Presiunea medie în combinația de încărcări *P+U+Z (SLS caracteristică)* pe suprafața radierului s-a calculat astfel:

$$p_{ef\,med} = \frac{V_{Ed,SLS}}{B \cdot L} = \frac{122555{,}61}{23{,}5 \cdot 33} = \mathbf{158{,}03\ kPa \approx 160\ kPa}$$

$$p_{net} = p_{ef\,med} - \gamma \cdot D = 160\ kPa - 0 = 160\ kPa \rightarrow \mathbf{z = 65\ mm}$$

$$\left.\begin{matrix} p_{net} = p_{ef\,med} = 160\ kPa \\ z = 65\ mm \end{matrix}\right\} \rightarrow k_s = \frac{p_{net}}{z} = \frac{160}{65} \cdot 10^3 = \mathbf{2462\ \frac{kN}{m^3}}$$

unde,

$p_{ef\,med}$	*presiunea medie pe suprafața radierului;*
$V_{Ed,SLS}$	*încărcarea axială, inclusiv greutatea radierului, în combinația SLS caracteristică;*
B	*latura mică a fundației;*
L	*latura mare a fundației;*
z	*tasarea fundației.*

Pentru dimensionarea structurii la acţiunea seismică se va utiliza coeficientul din *tabelul 5.2 coloana 6 rândul 2*:

$$\mathbf{k_s = 12999\ kN/m^3}$$

Amplificarea coeficientului de pat pentru poziția 2 din tabelul 5.3. este datorată faptului că acțiunea seismică are o durată scurtă ce nu permite drenarea apei din pori.

Pentru dimensionarea şi verificarea structurii la SLS şi SLU trebuie calculaţi 4 coeficienţi de pat, şi utilizarea acestora astfel:

- *Coeficient de pat pentru verificarea tasărilor şi presiunilor plastice;*
- *Coeficient de pat pentru verificarea presiunilor critice şi dimensionarea structurii la acţiuni seismice;*
- *Coeficient de pat pentru dimensionarea structurii la încărcări gravitaţionale.*

5.1.3 Verificarea caracteristicilor dinamice ale structurii ținând cont de deformabilitatea infrastructurii şi a terenului de fundare

Conform P 100-1

Paragraful 4.5.3.3.1 (7) (8)

În situaţia utilizării metodei de calcul cu spectre de răspuns se vor considera în calcul modurile proprii cu o contribuţie semnificativă la răspunsul seismic total.

Condiţia de mai sus este îndeplinită dacă:

- Suma maselor modale efective pentru modurile proprii considerate reprezintă cel puţin 90% din masa totală a structurii;
- Au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

Din *tabelele 5.4 şi 5.5* se observă faptul că perioada proprie a structurii este sub valoarea perioadei de colt, T_c, iar suma modurilor proprii de vibraţie luate în calcul respectă condiţiile din *P 100-1* enunţate mai sus.

Eforturile de calcul pentru dimensionarea elementelor structurale se extrag din modelul de calcul cu moduli de elasticitate reduşi conform tabelului 5.1 şi rezemare fundaţiei pe mediul elastic, cu coeficienţi de pat conform din tabelului 5.3.

Tab. 5.4 – Factori de participare modală şi perioade proprii ale structurii pe mediu elastic cu modul de elasticitate al structurii **neredus**

Case	Mode	Period [sec]	UX	UY	UZ
Modal	1	0,866	0	0,5504	0
Modal	2	0,752	0,5535	0	0
Modal	3	0,533	0	0	0
Modal	4	0,20	0,1572	1,739E-05	0
Modal	5	0,199	1,592E-05	0,173	0
Modal	6	0,176	0	2,085E-06	0
Modal	7	0,127	0,2161	0	0
Modal	8	0,125	0	0,2003	0
Modal	9	0,122	0	0,0024	0
Modal	10	0,101	0,0653	0	0
Modal	11	0,10	0	0,0638	0
Modal	12	0,09	0	1,432E-05	0
		Σ	**0,992**	**0,99**	0

Tab. 5.5 – Factori de participare modală şi perioade proprii ale structurii pe mediu elastic cu rigiditatea structurii **redusă conform tab. 5.1**

Case	Mode	Period [sec]	UX	UY	UZ
Modal	1	0,948	0	0,5433	0
Modal	2	0,853	0,5414	0	0
Modal	3	0,638	5,365E-07	8,656E-07	0
Modal	4	0,236	0,1185	7,937E-07	0
Modal	5	0,232	7,492E-07	0,1308	0
Modal	6	0,207	0	0,000002928	0
Modal	7	0,141	0,1643	6,714E-07	0
Modal	8	0,139	7,723E-07	0,1564	0
Modal	9	0,131	0	0,00003302	0
Modal	10	0,112	0,1575	0	0
Modal	11	0,111	0	0,1467	0
Modal	12	0,105	0	0,0002	0
		Σ	**0,981**	**0,977**	0

5.2 GRUPĂRI (COMBINAŢII) DE ÎNCĂRCĂRI

Proiectarea prin metoda coeficienţilor parţiali de siguranţă constă în verificarea tuturor situaţiilor de proiectare, astfel încât nici o stare limită să nu fie depăşită atunci când în modelele de calcul sunt utilizate valorile de proiectare pentru acţiuni şi efectele lor pentru structură şi valorile de proiectare pentru rezistenţe.

Metoda coeficienţilor parţiali de siguranţă se referă la verificarile la starea limită ultimă şi la starea limită de serviciu a structurilor supuse la încărcări statice, precum şi în cazurile în care efectele dinamice pe structura sunt determinate folosind încărcări statice echivalente (de exemplu efectele dinamice produse de vânt), *(CR 0-2012)*.

Pentru fiecare caz de încărcare, valorile de proiectare ale efectelor acţiunilor, E_d, vor fi determinate combinând valorile provenite din acţiunile ce sunt considerate că se pot produce simulatan. Efectele acţiunilor ce nu se produc simultan nu vor fi considerate împreună în proiectare. Valorile factorilor ψ_0, ψ_1 şi ψ_2 pentru combinarea/gruparea (efectelor) acţiunilor ce se pot produce simultan sunt indicate în *Anexa VIII tabelul A.VIII.1*.

unde,

ψ_0	*factor pentru valoarea caracteristică a acţiunii variabile;*
ψ_1	*factor pentru valoarea frecventă a acţiunii variabile;*
ψ_2	*factor pentru valoarea cvasipermanentă a acţiunii variabile.*

5.2.1 Combinarea acţiunilor pentru stări limită ultime (fără oboseală) (STR/GEO)

- ***Combinaţii fundamentale*** **pentru situaţiile de proiectare persistentă sau normală şi tranzitorie**

Situaţii de proiectare: condiţii fizice reprezentând situaţiile reale care au loc într-un interval de timp considerat, pentru care proiectarea asigură că stările limită relevante nu sunt depăşite;

Situaţie tranzitorie de proiectare: situaţie de proiectare care este relevantă pe o durată de timp mai scurtă decât durata de viaţă proiectată şi care are o probabilitate mare de a se produce;

Situaţia persistentă (permanentă) de proiectare: situaţie de proiectare care este relevantă pe un interval de timp de acelaşi ordin cu durata vieţii structurii (condiţia normală de proiectare).

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

În cazul structurii de faţă efectul pretensionarii, P_k, nu este luat în calcul, deoarece structura nu conţine elemente pretensionate.

În *tabelul 5.6* este considerată acţiunea variabilă predominantă încărcarea utilă. Acestă grupare de încărcări este recomandabilă pentru încărcarile de la etajele curente.

În *tabelul 5.7* este considerată acţiunea variabilă predominantă încărcarea din zăpadă. Această grupare de încărcări este recomandabilă pentru încărcările de la ultimul nivel, spre exemplu în cazul acoperişurilor de tip terasă, unde în general valoarea încărcărilor din zăpadă este mai mare decât cea utilă (în situaţiile uzuale, însă pot fi situaţii în care prin tema de proiectare sunt prevazute încărcări mai mari în funcţie de scopul utilizării). Pentru acoperişurile de tip terasă nu se suprapun încărcările utile cu cele din zăpadă, se consideră că aceste efecte nu se suprapun, şi prin urmare se consideră încărcarea cea mai defavorabilă (cu valoarea cea mai mare).

În cazul grupărilor fundamentale se include şi acţiunea vântului, însă pentru structura analizată nu este cazul, acţiunea orizontală predominantă fiind cea seismică.

Tab. 5.6 – Gruparea fundamentală de încărcări – GF1

PERMANENTA (P)		**UTILA (U) (încărcarea variabilă predominantă)**		**ZĂPADA (Z)**
$\sum_{j\geq 1} 1{,}35 \cdot G_{k,j}$	+	$1{,}5 \cdot Q_{k,1}$	+	$\sum_{i>1} 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: $1,35P + 1,5U + 1,05Z$				

Tab. 5.7 – Gruparea fundamentală de încărcări – GF2

PERMANENTA (P)		**UTILA (U)**		**ZĂPADA (Z) (încărcarea variabilă predominantă)**
$\sum_{j\geq 1} 1{,}35 \cdot G_{k,j}$	+	$\sum_{i>1} 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot Q_{k,i}$	+	$1{,}5 \cdot Q_{k,1}$
Notat simplificat: $1{,}35P + 1{,}05U + 1{,}5Z$				

- ***Combinaţii seismice*** **pentru situaţia de proiectare seismică:**

Situaţii de proiectare seismică: situaţie de proiectare e xcepţională care implică expunerea structurii la un eveniment seismic.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

În cazul structurii de faţă efectul pretensionării, P_k, nu este luat în calcul.

Tab. 5.8 – Gruparea seismică de încărcări – GS

PERMANENTA (P)		**SEISM (S)**		**UTILA (U)**		**ZĂPADA (Z)**
$\sum_{j\geq 1} G_{k,j}$	+	A_{Ed}	+	$0{,}3 \cdot Q_{k,1}$	+	$\sum_{i>1} 0{,}4 \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: $P + 0{,}3U + 0{,}4Z \pm S$ **In continuare vom nota: $P + 0{,}3U + 0{,}4Z = GV$ (MODALA)** $\rightarrow$ **$GV \pm S$**						

$$A_{Ed} = \gamma_{I,e} \cdot A_{Ek}$$

unde,

A_{Ed}	*valoare de proiectare a acţiunii seismice;*
$\gamma_{I.e}$	*factor de importanţă şi expunere la cutremur;*
A_{Ek}	*valoarea caracteristică a acţiunii seismice.*

Încărcările laterale trebuie să ţină cont *conform P 100-1 4.5.2.1* de efectul torsiunii accidentale, intodusă în modelul de calcul prin excentricitatea accidentala e_{ai}.

În cazul construcţiilor cu planşee indeformabile în planul lor, efectele generate de incertitudinile asociate distribuţiei maselor de nivel şi/sau a variaţie spaţiale a mişcării seismice a terenului se consideră prin introducerea unei excentricităţi accidentale adiţionale. Aceasta se consideră pentru fiecare direcţie de calcul şi pentru fiecare nivel şi se raportează la centrul maselor.

Excentricitatea accidentală se calculează cu expresia:

$$e_{ai} = \pm 0{,}05\ (\%) \cdot L_i$$

unde,

e_{ai}	*excentricitatea accidentală a masei de la nivelul „i" faţă de poziţia calculată a centrului maselor aplicată pe aceiaşi direcţie la toate nivelurile;*
L_i	*dimensiunea planşeului perpendiculară pe direcţia acţiunii seismice.*

Componentele orizontale ale acţiunii seismice se combină *conform P 100-1 4.5.3.6.1.* Metoda simplificată de combinare a acţiunii seismice se exprimă astfel:

$$E_{Edx} + 0{,}30 \cdot E_{Edy}$$

$$0{,}30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$$

unde,

E_{Edx}	*reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale „x" alese pentru structură;*
E_{Edy}	*reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale „y" alese pentru structură.*

În funcţie de metoda de calcul aleasă se utilizează mai multe moduri de definire a combinaţiilor seismice. În cazul în care se utiliză programului *ETABS*, şi calcul se utilizează prin metoda cu spectre de răspuns, se va utiliza câte o combinaţie de încărcări pentru fiecare direcţie în parte conform *tabelului 5.9*. Programul calculează automat acţiunea seismică în ambele sensuri şi ţine cont de excentricitatea accidentală.

Tab. 5.9 – Combinaţii de acţiuni dacă se utilizează metoda de calcul cu spectre de răspuns

Nr. Crt.	Denumirea combinaţiei de încărcări	Translaţie		Sens rotaţie datorat excentricităţii accidentale
		Direcţia	Sens	
0	1	2	3	4
1	GV+Sx+0,3Sy	Longitudinal (X)	↔	$Poztiv\ (P)$:↻ $+Negativ\ (N)$:↺
2	GV+ 0,3Sx+Sy	Transversal (Y)	↕	$Poztiv\ (P)$:↻ $+Negativ\ (N)$:↺

În cazul utilizării programului *ETABS*, şi calcul se realizează prin metoda cu forţe laterale statice echivalente, se va utiliza câte o combinaţie de încărcări pentru fiecare direcţie şi sens de rotaţie datorat excentricităţii conform *figurii 5.7* şi *tabelului 5.10*. Rezultă astfel un număr de 32 combinaţii pentru direcţia *X* şi *Y*. Dacă efectele se combină şi cu direcţia *Z* numărul combinaţiilor se dublează, rezultând un număr de 64 combinaţii de încărcări.

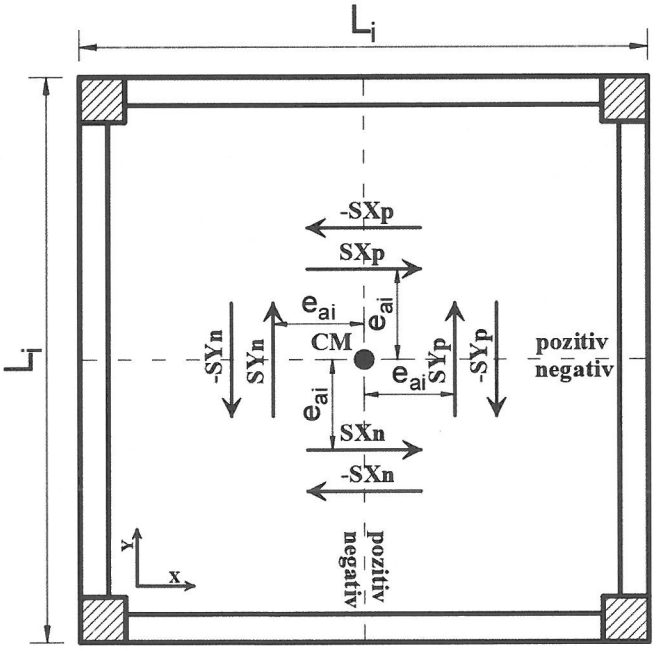


Fig. 5.6 – Modul de aplicare al forţelor seismice

Tab. 5.10 – Combinaţii de încărcari necesare dacă se utilizează metoda de calcul cu forţe laterale statice echivalente

MODUL DE COMBINARE A EFECTELOR		COMBINAŢII PE DIRECŢIA X	MODUL DE COMBINARE A EFECTELOR		COMBINAŢII PE DIRECŢIA Y
GV+SXp+0,3·	+SYp	**GV+SXp+0,3·SYp**	GV+SYp+0,3·	+SXp	**GV+SYp+0,3·SXp**
	+SYn	**GV+SXp+0,3·SYn**		+SXn	**GV+SYp+0,3·SXn**
	-SYp	**GV+SXp-0,3·SYp**		-SXp	**GV+SYp-0,3·SXp**
	-SYn	**GV+SXp-0,3·SYn**		-SXn	**GV+SYp-0,3·SXn**
GV-SXp+0,3·	+SYp	**GV-SXp+0,3·SYp**	GV-SYp+0,3·	+SXp	**GV-SYp+0,3·SXp**
	+SYn	**GV-SXp+0,3·SYn**		+SXn	**GV-SYp+0,3·SXn**
	-SYp	**GV-SXp-0,3·SYp**		-SXp	**GV-SYp-0,3·SXp**
	-SYn	**GV-SXp-0,3·SYn**		-SXn	**GV-SYp-0,3·SXn**
GV+SXn+0,3·	+SYp	**GV+SXn+0,3·SYp**	GV+SYn+0,3·	+SXp	**GV+SYn+0,3·SXp**
	+SYn	**GV+SXn+0,3·SYn**		+SXn	**GV+SYn+0,3·SXn**
	-SYp	**GV+SXn-0,3·SYp**		-SXp	**GV+SYn+0,3·SXp**
	-SYn	**GV+SXn-0,3·SYn**		-SXn	**GV+SYn+0,3·SXn**
GV-SXn+0,3·	+SYp	**GV-SXn+0,3·SYp**	GV-SYn+0,3·	+SXp	**GV-SYn+0,3·SXp**
	+SYn	**GV-SXn+0,3·SYn**		+SXn	**GV-SYn+0,3·SXn**
	-SYp	**GV-SXn+0,3·SYp**		-SXp	**GV-SYn-0,3·SXp**
	-SYn	**GV-SXn+0,3·SYn**		-SXn	**GV-SYn-0,3·SXn**

5.2.2 Combinarea încărcărilor pentru stări limită de serviciu (SLS)

Pentru verificarea la o stare limită de serviciu a structurii şi elementelor sale componente se va folosi relaţia:

$$E_d \leq C_d$$

unde,

E_D	*valoarea de proiectare a efectului combinat al acţiunilor, asociat criteriului de serviciu respectiv, determinată pe baza combinaţiei de acţiuni specificată în cod;*
C_D	*valoarea limită a unui criteriu de serviciu specificat.*

Combinarea (efectelor) acţiunilor pentru proiectarea la stări limită de serviciu poate fi clasificată în următoarele trei tipuri de grupări (combinaţii):

- ***Combinaţia caracteristică***

Combinaţia caracteristică *a acţiunilor se utilizează la verificarea stărilor limită de serviciu ce au efecte ireversibile şi urmăreşte limitarea tensiunilor. Frecvenţa de apariţie a acestei grupări este de* ***o singură dată la 50 de ani.***

$$E_d = \sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{1=2}^{m} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tab. 5.11 – Combinația caracteristică de încărcări

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$Q_{k,1}$	+	$\sum_{1=2}^{m} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + U + 0, 7Z → GSLS – CARC1 **Notat simplificat: P + 0, 7U + Z → GSLS – CARC2**				

- ***Combinația frecventă***

Combinația frecventă *a acțiunilor este utilizată la calculul și verificarea stărilor limită de serviciu având efecte reversibile, precum deplasările laterale ale clădirii sau deschiderea fisurilor produse elementelor pretensionate. Frecvența de apariție a acestei grupări este* ***de 300 ori în fiecare an.***

$$E_d = \sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{1=2}^{m} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tab. 5.12 – Combinația frecventă de încărcări (Spațiu comercial – planșeu peste subsol)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	+	$\sum_{1=2}^{m} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0, 7U + 0, 4Z → GSLS – FREC1 **Notat simplificat: P + 0, 6U + 0, 5Z → GSLS – FREC2**				

Tab. 5.13 – Combinația frecventă de încărcări (Birouri – Niveluri curente)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	+	$\sum_{1=2}^{m} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0, 5U + 0, 4Z → GSLS – FREC3 **Notat simplificat: P + 0, 3U + 0, 5Z → GSLS – FREC4**				

Tab. 5.14 – Combinația frecventă de încărcări (Acoperiș – Planșeu peste ultimul nivel)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	+	$\sum_{1=2}^{m} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0, 0U + 0, 4Z → GSLS – FREC5 **Notat simplificat: P + 0, 0U + 0, 5Z → GSLS – FREC6**				

- ***Combinația cvasipermanentă***

Combinația cvasipermanentă *a acțiunilor este utilizată pentru efectele de lungă durată și de aspectul structurii, cum ar fi deschiderea fisurilor elementelor din beton armat și precomprimat. Această grupare a încărcărilor este considerată* ***aplicată practic în mod permanent.***

$$E_d = \sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + P_k + \sum_{1=2}^{m} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tab. 5.15 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Spaţiu comercial – planşeu peste subsol)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0,6U + 0,4Z → GSLS – CVASI1				

Tab. 5.16 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Birouri – Niveluri curente)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0,3U + 0,4Z → GSLS – CVASI2				

Tab. 5.17 – Combinaţia cvasipermanentă de încărcări (Acoperiş – Planşeu peste ultimul nivel)

PERMANENTA (P)		UTILA (U)		ZĂPADA (Z)
$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	+	$\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Notat simplificat: P + 0,0U + 0,4Z → GSLS – CVASI3				

5.2.3 Centralizarea combinaţiilor de încărcări

În *tabelul 5.18* s-a realizat o centralizare a combinaţiilor de încărcări necesare pentru calculul, dimensionarea şi verifiarea structurii.

Tab. 5.18 – Centralizator combinaţii de încărcări

COMBINAŢIE/ GRUPARE	TIP ÎNCĂRCARE					UTILIZARE
	P	U	Z	Sx	Sy	
SLU – GRUPAREA FUNDAMENTALĂ [GF]						
$1,35P + 1,5U + 1,05Z$	1,35	1,5	1,05	0	0	• *Dimensionarea elementelor structurale;* • *Verificarea presiunilor critice.*
$1,35P + 1,05U + 1,5Z$	1,35	1,05	1,5	0	0	
SLU – GRUPAREA SEISMICĂ [GS]						
$GV + Sx + 0,3Sy$	1	0,3	0,4	1	0,3	• *Dimensionarea structurii la actiunea seismică şi verificarea deplasărilor laterale;* • *Verificarea presiunilor critice.*
$GV - Sx - 0,3Sy$	1	0,3	0,4	-1	-0,3	
$GV + 0,3Sx + Sy$	1	0,3	0,4	0,3	1	
$GV - 0,3Sx - Sy$	1	0,3	0,4	-0,3	-1	
SLS – GRUPARE CARACTERISTICĂ (FRECVENŢĂ 1 LA 50 ANI)						
$GSLS - CARC1$	1	1	0,7	0	0	• *Utilizată la limitarea tensiunilor.* • *Verificarea tasărilor şi presiunilor plastice.*
$GSLS - CARC2$	1	0,7	1	0	0	
SLS – GRUPARE FRECVENTĂ (FRECVENŢĂ 300 ORI PE AN)						
$SLS - FREC1$	1	0,7	0,4	0	0	• *Calculul efectelor reversibile (deplasări laterale ale clădirii sau deschiderea fisurilor elementelor pretensionate).*
$SLS - FREC2$	1	0,6	0,5	0	0	
$SLS - FREC3$	1	0,5	0,4	0	0	
$SLS - FREC4$	1	0,3	0,5	0	0	

SLS – FREC5	1	0,0	0,4	0	0	
SLS – FREC6	1	0,0	0,5	0	0	
SLS – GRUPARE CVASIPERMANENTĂ (FRECVENȚĂ – PERMANENTĂ)						
SLS – CVASI1	1	0,6	0,4	0	0	• *Pentru efectele de lunga durată şi de aspectul structurii, cum ar fi deschiderea fisurilor elementelor din beton armat şi precomprimat. Utilizată pentru verificarea săgeţii.* • *Se combină cu acţiunea seismică.*
SLS – CVASI2	1	0,3	0,4	0	0	
SLS – CVASI3	1	0,0	0,4	0	0	

5.3 DIMENSIONAREA PLĂCILOR ETAJELOR CURENTE (P÷E9)

Plăcile fără goluri mari se armează în general din grupări fundamentale [GF] utilizând diferite scheme de încărcare, pentru a obţine eforturi maxime pe reazeme şi în câmp. Plăcile peste demisol se vor arma şi din alte condiţii pe lângă cele ce ţin de încărcările din gruparea fundamentală.

În funcţie de dimensiunile ochiurilor, armarea plăcilor se realizează cu bare de rezistenţă pe una sau pe două direcţii.

Plăcile armate pe două direcţii au raportul laturilor cuprins în intervalul *0,5÷2,0*. Plăcile cu raport mai mare de *2,0* se armează pe o singură direcţie.

Pentru asigurarea şaibei rigide, necesară distribuirii încărcărilor orizontale din seism, este necesară armarea plăcii pe ambele direcţii, situaţie întâlnită în cazul plăcilor rezemate pe pereţi din beton armat şi/sau în cazul plăcilor cu goluri mari şi/sau numeroase.

Conform *P 100-1*

Paragraful 5.10

Plăcile trebuie să respecte prevederile:

- Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puţin 80 mm şi sunt armate pentru a fi în măsură să preia eforturile ce le revin din încărcările verticale şi orizontale;
- În cazul planşeelor aparţinând structurilor cu pereţi de beton armat proiectate pentru clasa de ductilitate DCM sau DCH se va verifica transmiterea forţelor orizontale de la diafragme la perete. Aceasta implică:
  - Limitarea eforturilor unitare de forfecare la interfaţa perete – diafragmă la valoarea $1,0\,f_{ctd}$;
  - Prevederea unei armături de conectare, dimensionată pe baza unui model cu diagonală înclinată la 45° sau a conceptului de rezistenţă la forfecare prin frecare echivalentă.

Pentru calculul plăcilor se va modifica modelul de calcul, astfel:

- Secţiunea transversală a grinzile se vor modela cu secţiune de tip dreptunghiulară;
- Plăcile se vor modela cu element de tip *shell-thin*.

CALCUL ARMATURA SUPERIOARA

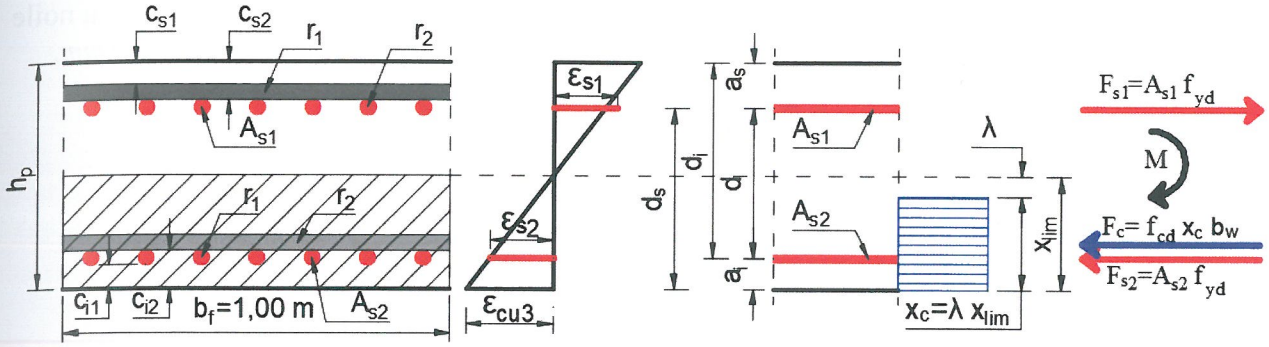


Fig. 5.7 – Schemă de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea superioară

CALCUL ARMATURA INFERIOARA

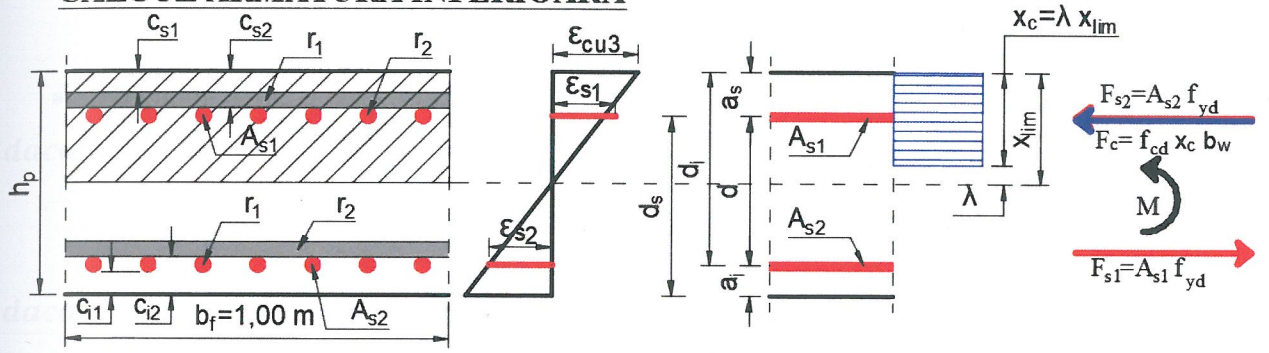


Fig. 5.8 – Schemă de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea inferioară

unde,

c_{s1}	*acoperirea cu beton de la partea superioară pentru rândul 1;*
c_{s2}	*acoperirea cu beton de la partea superioară pentru rândul 2;*
c_{i1}	*acoperirea cu beton de la partea inferioară pentru rândul 1;*
c_{i2}	*acoperirea cu beton de la partea inferioară pentru rândul 2;*
a_s	*distanţa de la faţa betonului până în axul barelor longitudinale de la partea superioară;*
a_i	*distanţa de la faţa betonului până în axul barelor longitudinale de la partea inferioară;*
A_{s1}	*aria de armătură de la partea superioară;*
A_{s2}	*aria de armatură de la partea inferioară.*

Acoperirile cu beton rezultă astfel pentru fiecare rând de armătură:

$$c_{s1} = c_{nom} = 20\ mm$$
$$c_{s2} = c_{nom} + \emptyset_{sup,r1} = 20 + 8 = 28\ mm$$
$$c_{i1} = c_{nom} = 20\ mm$$
$$c_{i2} = c_{nom} + \emptyset_{inf,r1} = 20 + 8 = 28\ mm$$

unde,

$\emptyset_{sup,r1}$	*diametrul maxim al armăturilor de la partea superioară dispuse pe rândul 1;*
$\emptyset_{sup,r2}$	*diametrul maxim al armăturilor de la partea superioară dispuse pe rândul 2;*
$\emptyset_{inf,r1}$	*diametrul maxim al armăturilor de la partea inferioară dispuse pe rândul 1;*
$\emptyset_{inf,r2}$	*diametrul maxim al armăturilor de la partea inferioară dispuse pe rândul 2.*

Pentru calcul, inginerul proiectant trebuie să impună pe baza experienţei un diametru al barelor. După verificarea prin calcul, dacă este necesar, se reia calcul acoperirilor cu beton cu noile diametre, acest lucru implicând un calcul iterativ. În cazul de faţă s-a impus diametrul de *8 mm*.

$$a_s = c_{s2} + \emptyset_{sup,r1}\frac{\emptyset_{sup,r2}}{2} = 28 + \frac{8}{2} = 32\,mm$$

$$a_i = c_{i1} + \frac{\emptyset_{inf,r1}}{2} = 20 + \frac{8}{2} = 24\,mm$$

$$d_s = h_p - a_s = 150 - 32 = 118\,mm$$

$$d_i = h_p - a_i = 150 - 24 = 126\,mm$$

$$d = h_p - a_s - a_i = 150 - 32 - 24 = 94\,mm$$

- **Pentru oţel B500C şi beton de clasa ≤C50/60**

$$x_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d_{s2} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} \cdot d_s = \mathbf{2{,}64 \cdot d_{s2}}$$

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot d = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} \cdot d = \mathbf{0{,}617 \cdot d}$$

$$\xi_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} = \mathbf{2{,}64}$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} = \mathbf{0{,}617}$$

$$\mu_{lim} = 0{,}8 \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi_{lim}) = 0{,}8 \cdot 0{,}617 \cdot (1 - 0{,}4 \cdot 0{,}617) = \mathbf{0{,}371}$$

Valoarea limită a coeficientului μ *şi* ξ se poate determina şi din *tabelul 5.19* în funcţie de clasa betonului şi calitatea oţelului sau se pot calcula cu formulele enunţate mai sus.

Tab. 5.19 – Valori coeficientilor ζ_{lim} şi μ_{lim} în funcţie de clasa betonului pentru oţel S500

Coeficient	Clasa de beton					
	≤C50/60	C55/65	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
λ	0,800	0,7875	0,775	0,750	0,725	0,700
η	1,000	0,9750	0,950	0,900	0,850	0,800
ζ_{lim}	0,617	0,588	0,572	0,554	0,545	0,545
μ_{lim}	0,372	0,347	0,328	0,296	0,269	0,247

- **Ecuaţia de proiecţie:** $\boldsymbol{F_{s1} = F_c + F_{s2} \cdot (d - d_{s2})}$

$$A_{s1} \cdot f_{yd} = 0{,}8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} \rightarrow$$

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot f_{yd}}{0{,}8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{(A_{s1} - A_{s2})}{0{,}8 \cdot b \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} = 1{,}25 \cdot \frac{(A_{s1} - A_{s2})}{b \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd}$$

- **Ecuaţia de momente:** $\boldsymbol{M_{Ed} = F_c \cdot z + F_{s2} \cdot (d - d_{s2})}$

$$M_{Ed} = 0{,}8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0{,}4 \cdot x) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})$$

$$\xi = x \cdot d \rightarrow x = \frac{\xi}{d}$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = 0{,}8 \cdot b \cdot \frac{\xi}{d} \cdot f_{cd} \cdot \left(d - 0{,}4 \cdot \frac{\xi}{d}\right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})$$

$$\mu = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot \mu + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})$$

$$x = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed} - A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right)$$

- **Ecuaţia de momente simplificată: $M_{Ed} = F_{s2} \cdot (d - d_{s2})$**

$$M_{Ed} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - d_{s2})$$

- **Ariile de armătură se vor calcula în funcţie de poziţia axei netru, astfel:**

daca: $x \leq x_{min}$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d_s}$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot d_s$$

daca: $x > x_{min}$

$$A_{s1} = 0{,}8 \cdot b \cdot x \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s2}$$

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot d_s$$

5.3.1 Calculul stratului de acoperire cu beton

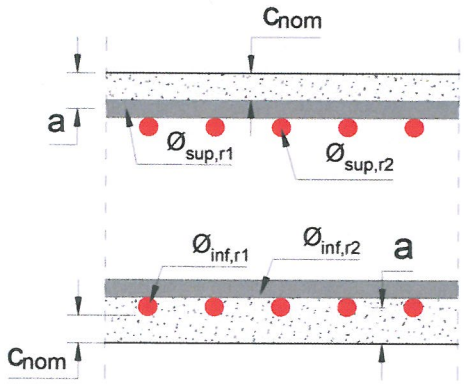


Fig. 5.9 – Stratul de acoperire cu beton

unde,

c_{nom}	*acoperirea cu beton nominală pentru armătura longitudinală de pe rândul 1;*
a	*acoperirea cu beton minimă din condiţii de rezistenţă la foc.*

Stratul de acoperire cu beton reprezintă distanţa dintre suprafaţa exterioară a armăturii şi suprafaţa betonului. Acesta strat trebuie să asigure:

- conclucrarea dintre armătura de rezistenţă şi beton în toate stadiile de lucru;
- protecţia armăturii împotriva coroziunii;
- rezistenţa la foc.

5.3.1.a Calculul acoperirii nominale cu beton pentru armătura de pe rândul 1

Acoperirea de beton c_{nom} se defineşte *conform SR EN 1992-1-1:2004* ca suma dintre acoperirea minimă c_{min} şi o distanţă suplimentară datorată toleranţelor de execuţie Δc_{dev}.

$$c_{nom,r1} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 5 = \mathbf{20\ mm}$$

unde,

c_{nom}	*acoperirea cu beton nominală;*
c_{min}	*acoperirea cu beton minimă;*
Δc_{dev}	*toleranţa admisibilă.*

$$c_{min} = max\begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10\ mm \end{cases}$$

$$c_{min} = max\begin{cases} 8\ mm \\ 15 + 0 - 0 - 0 = 15mm \rightarrow c_{min,sl} = \mathbf{15\ mm} \\ 10\ mm \end{cases}$$

unde,

c_{min}	*acoperirea minimă datorată condiţiilor de aderenţă;*
$c_{min,dur}$	*acoperirea minimă datorată condiţiilor de mediu;*
$c_{dur,y}$	*coeficient suplimentar de siguranţă;*
$c_{dur,st}$	*coeficient de reducere minimă datorită folosirii oţelurilor inoxidabile.*

Acoperirea minimă datorată condiţiilor de aderenţă se calculează în funcţie de diametrul barei şi diametrul agregatelor. Diametrul impus al barei este de *8 mm* iar diametrul maxim al agregatelor este 16 mm. Conform *Anexei IX tabelul A.IX.1* valoarea $c_{min,b}$ este:

$$c_{min,b} = \mathbf{8\ mm}$$

Valorile acoperii minime din condiţii de aderanţă se calculează în funcţie de clasa structurală, notata cu *S*, şi clasa de expunere a betonului determinată *conform Anexa V tabelul A.V.2.* Clasa structuri recomandată pentru o durată de utilizare din proiect egală cu 50 de ani este *S4.* În funcţie de aceşti doi parametri se poate determina valoarea minimă a acoperirii cu beton din condiţii de mediu. Valoarea minimă se determină din *Anexa IX tabelul A.IX.2.*

$$\begin{matrix} Clasa\ structura: S4 \\ Clasa\ de\ expunere: XC1 \end{matrix} \rightarrow c_{min,dur} = \mathbf{15\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(6) valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranţă este:

$$c_{dur,y} = \mathbf{0\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(7) valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranţă este:

$$c_{dur,st} = \mathbf{0\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(8) valoarea recomandată a coeficientului de reducere este:

$$c_{dur,add} = \mathbf{0\ mm}$$

Atunci când se utilizează un sistem de asigurare a calităţii în care supravegherea include măsurarea acoperirii, este posibil să se reducă marja de calcul pentru toleranţele de execuţie astfel încât:

$$10\ mm \geq \Delta c_{dev} \geq 5\ mm \rightarrow \Delta c_{dev} = \mathbf{5\ mm}$$

- ***Verificarea acoperiri cu beton pentru barele longitudinale din condiţii de rezistenţă la foc***

*Conform Anexa VI tabelul A.VI.2.*valoarea minimă de la faţa betonului până în axul barei orizontale, notată cu *a* în *figura 5.7*, se determină în funcţie de dimensiunile şi grosimea plăcii şi gradul de rezistenţă la foc. În relaţia de mai jos se determină valoarea minimă conform celor doi parametri.

$$\begin{matrix} R90 \\ l_y/l_x = 1{,}5 \\ h_p = 150\ mm \end{matrix} \rightarrow a_{min} = \mathbf{15\ mm}$$

Acoperirea cu beton *a* pentru barele longitudinale din condiţia de rezistenţă la foc se determină astfel:

$$a_{min} \leq a_{ef} = c_{nom} + \frac{\emptyset_{sup,r1}}{2} \rightarrow 15 \leq 20 + \frac{10}{2} \rightarrow \mathbf{15 \leq 25} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

unde,

a_{min}	*distanţa minimă din axul barei longitudinale până la faţa betonului.*

5.3.1.b Calculul acoperirii nominale cu beton pentru armătura de pe rândul 2

Valorea acoperirii de pe rândul doi va fi egală cu suma dintre acoperirea cu beton a armăturii de pe rândul 1 şi diametrul maxim al barelor de pe rândul 1, şi se calculează cu relaţia:

$$c_{nom,r2} = c_{nom,r1} + \emptyset_{r1} = 20 + 10 = \mathbf{30\ mm}$$

5.3.2 Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor încovoietoare maxime

Pentru obţinerea eforturilor maxime pe reazeme şi în câmp se impune realizarea unor scheme de încărcare. Încărcările permanente se vor dispune uniform distribuite pe toată suprafaţa plăcii, iar încărcarea variabilă se va dispune conform schemelor din *figurile 5.10* şi *5.11.*

Pentru obţinerea momentelor negative maxime (în reazem la partea superioară a plăcii) se utilizează schema de principiu din *figura 5.10.* Schema propusă este similară unei grinzi cu trei reazeme, la care momentul maxim este pe reazemul doi, iar pe reazemele 1 şi 3 valoarea momentelor este zero.

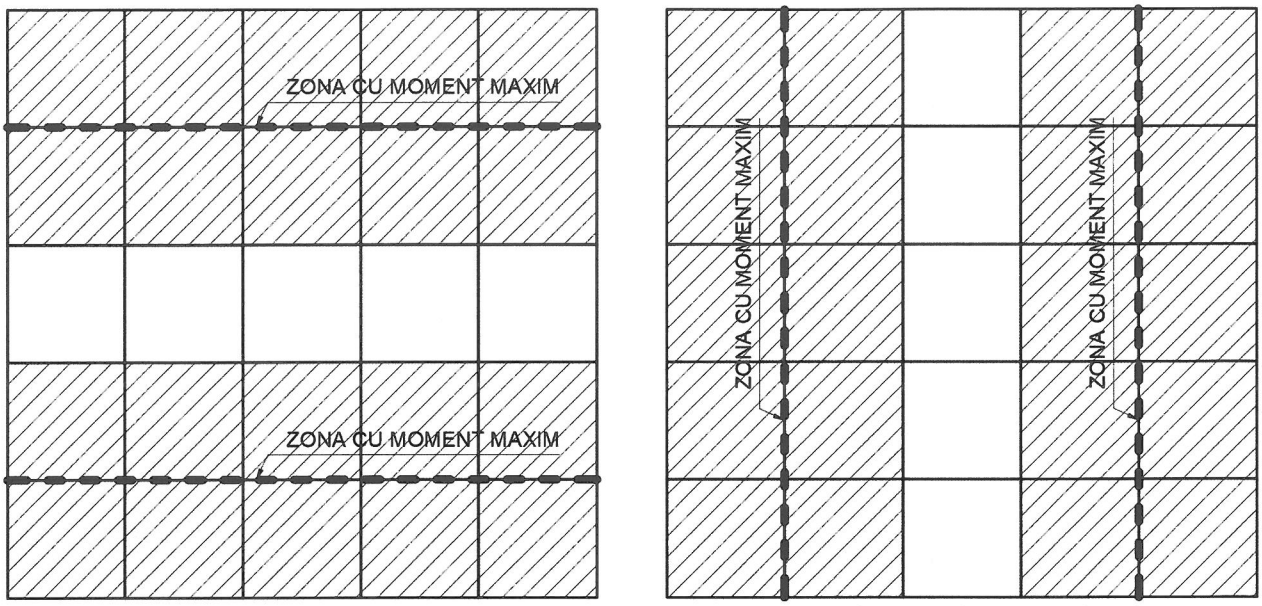


Fig. 5.10 – Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme)

Pentru obţinerea momentelor pozitive maxime (în câmp la partea inferioară a plăcii) se utilizează schema de principiu din *figura 5.11.* Schema propusă este similară unei grinzi cu două reazeme articulate, la care momentul maxim este în mijlocul deschiderii, iar pe reazemele 1 şi 2 valoarea momentelor este zero.

Aceaste scheme de principiu se vor adapta de proiectant de la situaţia la situaţie în funcţie de configuraţia planşeului.

În *figurile 5.12 ÷ 5.15* sunt prezentate schemele de încărcare propuse pentru obţinerea momentelor maxime în plăcile de la etajele curente. Similar s-a procedat şi pentru obţinerea momentelor încovoietoare maxime a plăcii de peste etajul 9 şi demisol.

În situaţia în care în pereţii demisolului sunt prezente forţe importante datorate împingerii pământului, momentele de pe perimetrul plăcii au valori mai ridicate datorate încastrării acesteia cu pereţii, iar la armarea plăcii trebuie să se ţină cont de acest lucru. În exemplu de faţă se consideră că datorită înălţimii reduse a demisolului împingerea pământului nu are valori importante şi prin urmare nu se va lua în calcul.

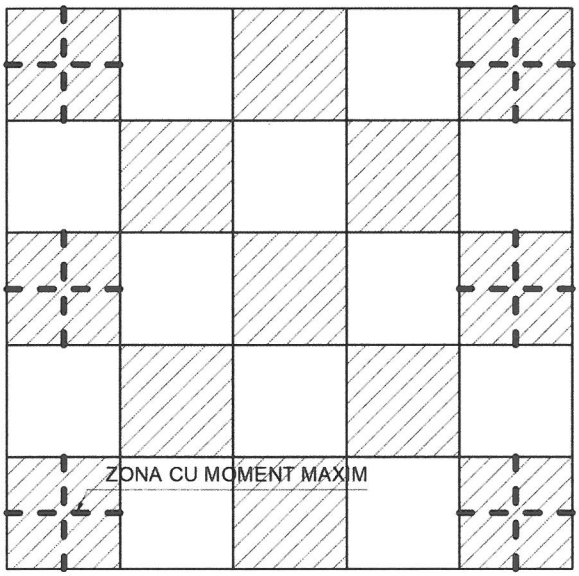


Fig. 5.11 – Scheme de încărcare pentru obţinerea momentelor maxime pozitive (în câmp)

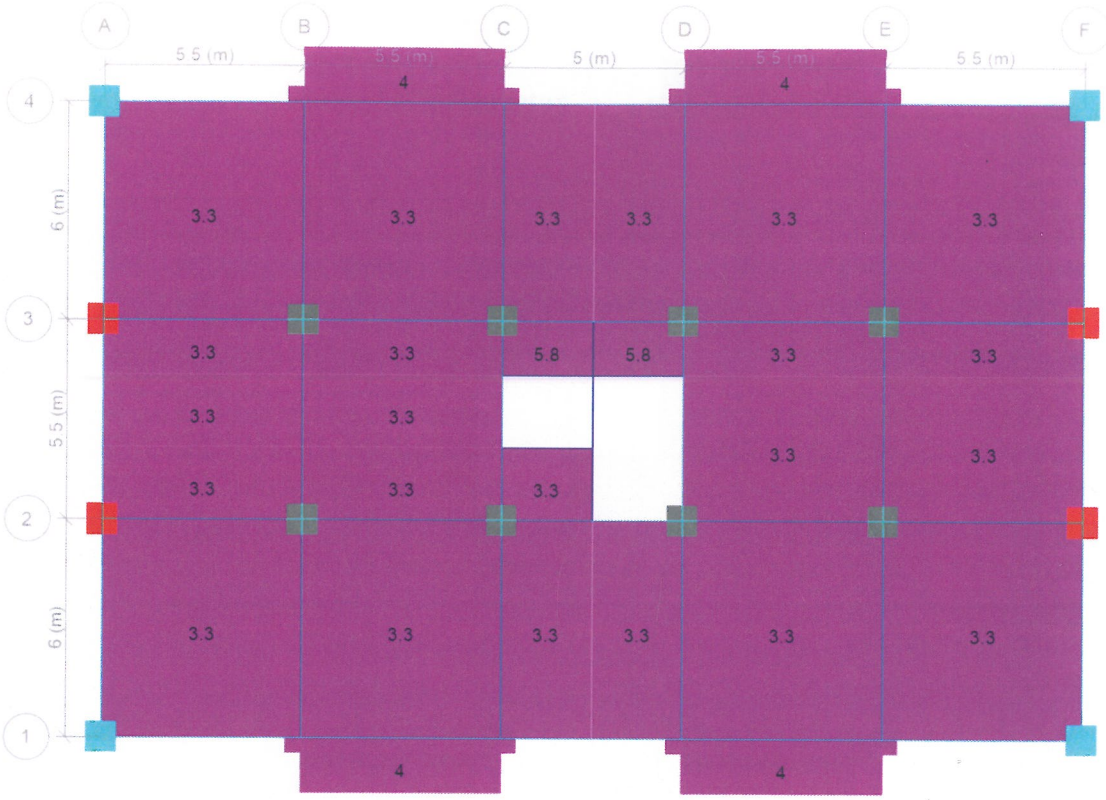


Fig. 5.12 – Schema de încărcare 1: încărcarea distribuită uniform pe toată suprafaţa plăcii

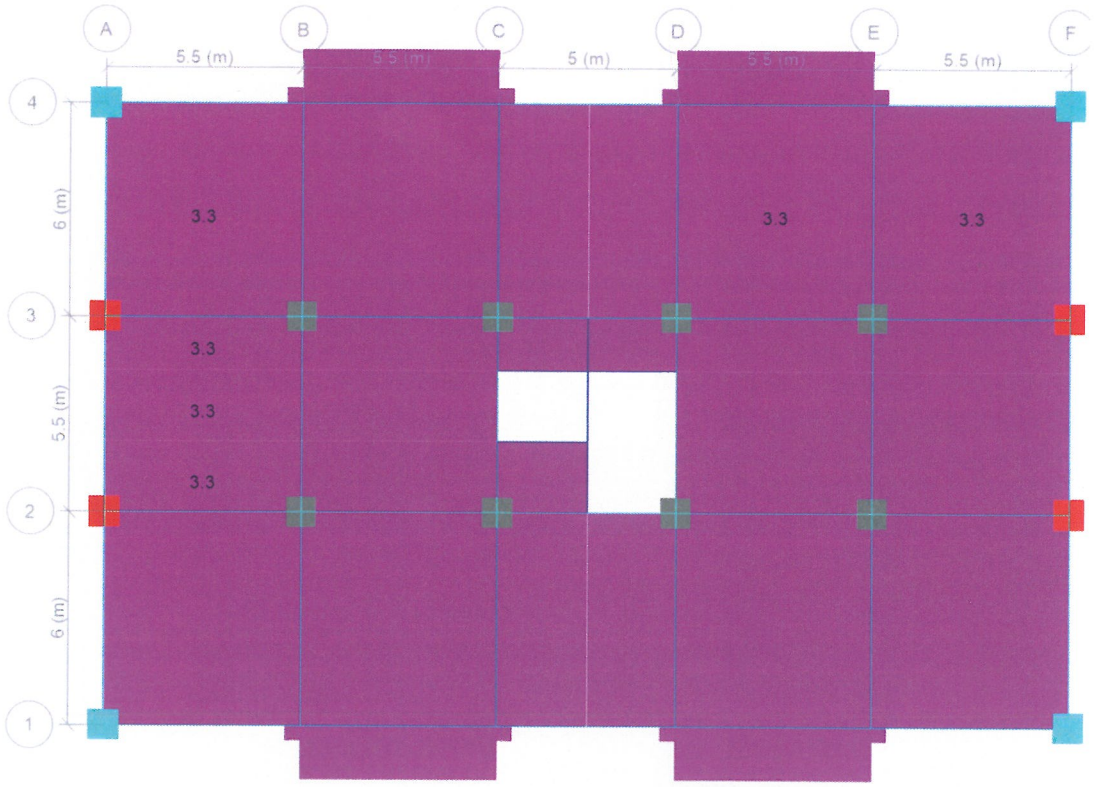


Fig. 5.13 – Schemă de încărcare 2: pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme) la etajele curente – Ax 3 şi E

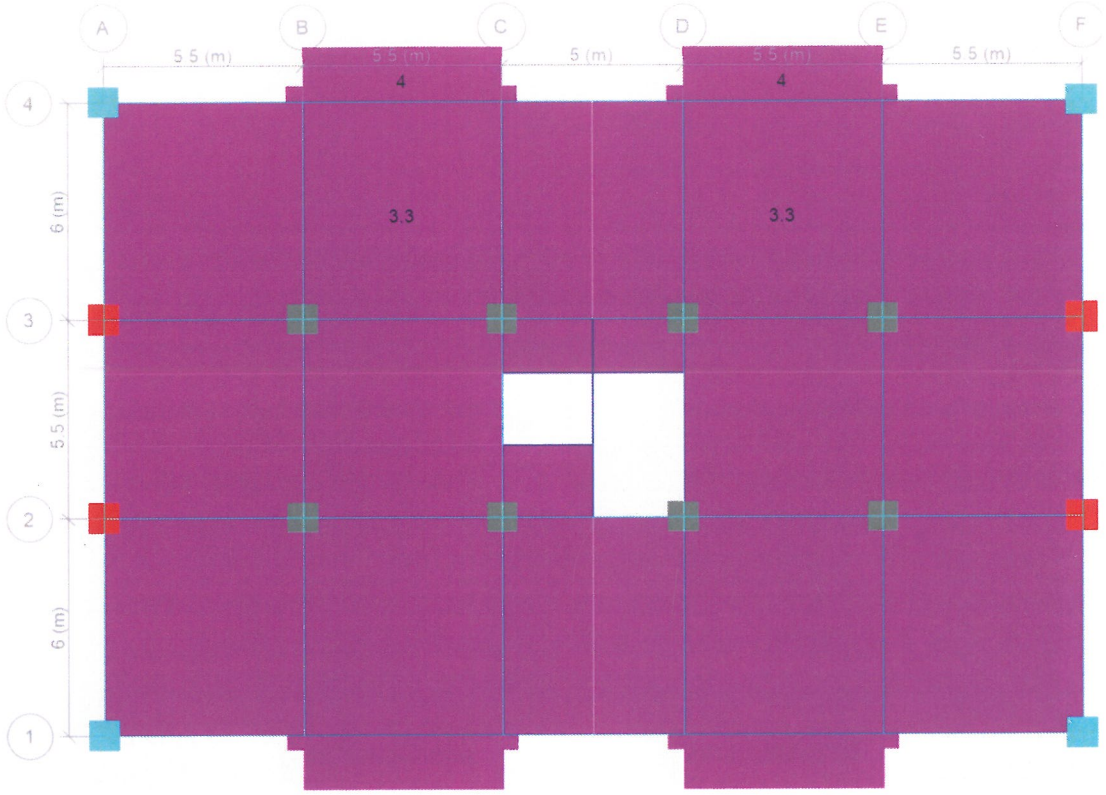


Fig. 5.14 – Schema de încărcare 3: pentru obţinerea momentelor maxime negative (pe reazeme) la etajele curente – Ax 4

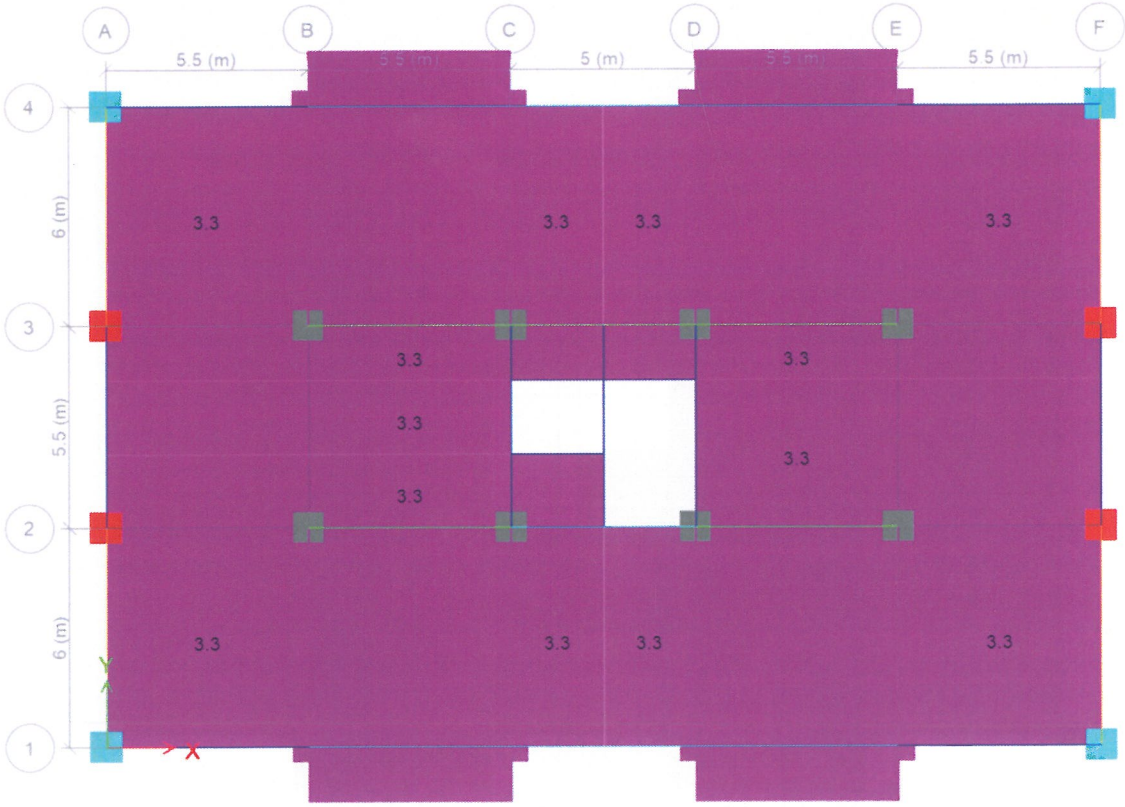


Fig. 5.15 – Scheme de încărcare 4: pentru obţinerea momentelor maxime pozitive (în câmp) la etajele curente

5.3.3 Dimensionarea la starea limită ultimă

5.3.3.a Dimensionarea la moment încovoietor

Dimensionarea armăturilor longitudinale se face la stare limită ultimă cu combinaţiile de încărcări fundamentale [GF] şi/sau seismice [GS], după caz.

Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obţinute direct din calculul structural în combinaţia fundamentală. Valorile eforturile de calcul M_{Ed} s-au calculat automat cu programul *ETABS*. În calcul se vor utiliza momentele încovoietoare maxime de la faţa grinzilor şi stâlpilor, nu cele din ax.

Conform SR EN 1992-1-1:2004

Paragraful 5.3.2.2

(2) Plăcile şi grinzile continue pot fi, în general, calculate considerând că reazemele nu impiedică rotirea.

(2) Atunci când o grindă sau o placă formează un ansamblu monolit cu reazemele, se recomandă să se ia ca moment de calcul, momentul de la faţa reazemului. Pentru momentul şi reacţiunea de calcul transmise la reazem (stâlp, perete etc.), se va reţine cea mai mare dintre valorile obţinute din analiza elastică sau din redistribuire.

Nota:Se recomandă ca momentul de la faţa reazemului să nu fie mai mic de 0,65 din momentul de încastrare.

În *figurile 5.16* şi *5.17* sunt prezentate diagramele de momente încovoietoare după direcţia X şi Y în situaţia în care încărcarea variabilă este uniform distribuită pe toată suprafaţa planşeului.

Valorile maxime ale momentelor încovoietoare negative (pe reazem) şi pozitive (în câmp), utilizând schemele de încărcare propuse, sunt următoarele:

$\boldsymbol{M_{Ed,r.} = 16\ kNm}$ - momentul maxim pe reazem

$\boldsymbol{M_{Ed,c.} = 9,5\ kNm}$ - momentul maxim în câmp

Pentru obţinerea unor cantităţi de armătură reduse armarea se va realiza în prima etapă din procent minim în toate zonele întinse şi doar în zonele în care armătura din procent minim nu este suficientă se va suplimenta aria de armătură prin dispunerea unor bare suplimentare sau prin creşterea diametrului barelor.

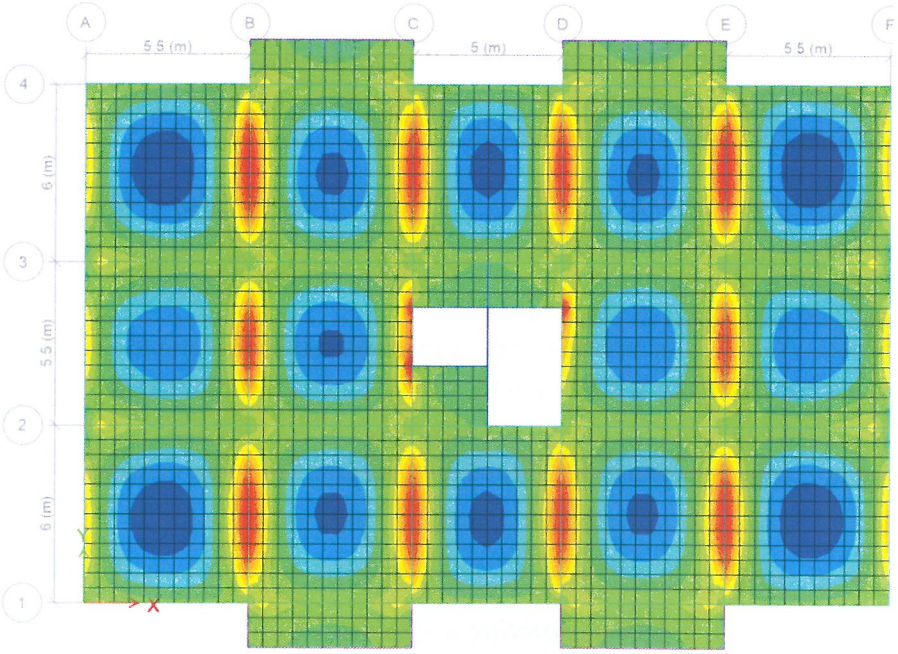


Fig. 5.16 – Diagrama de moment încovoietor după direcţia X (M11)

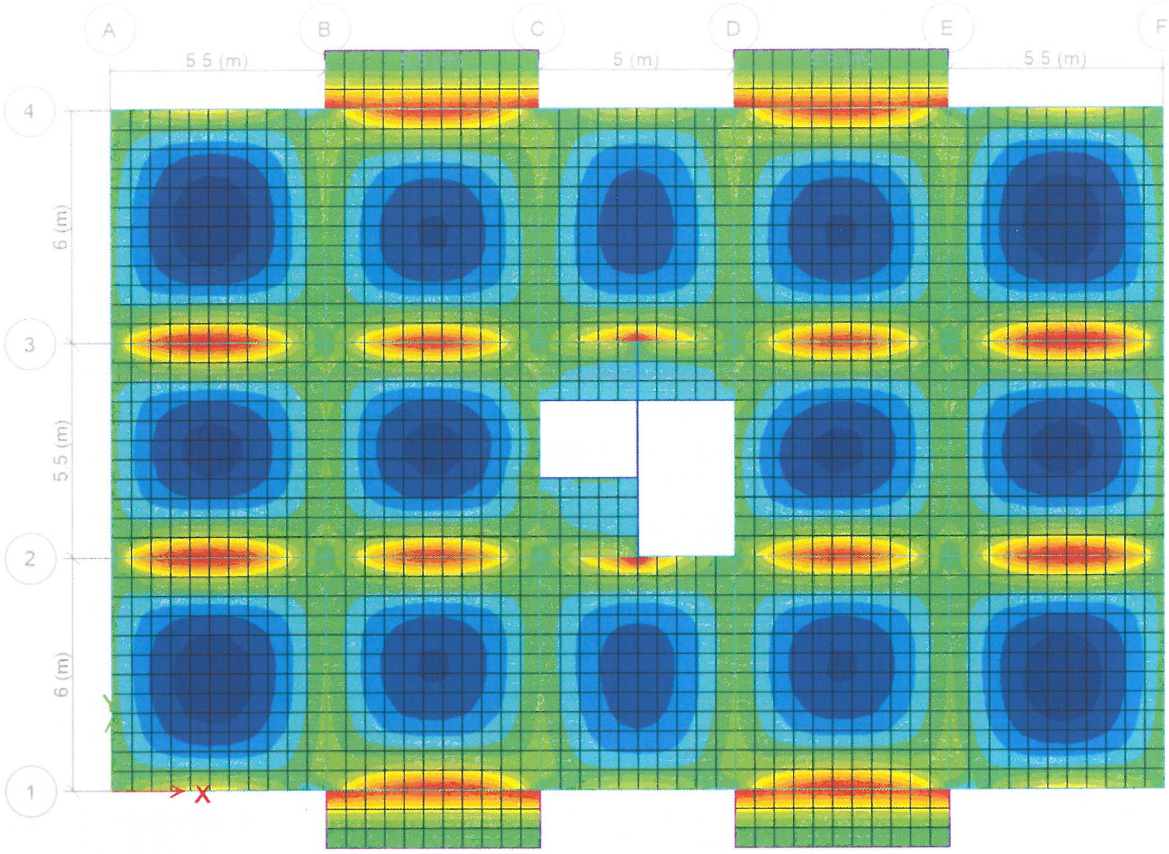


Fig. 5.17 – Diagrama de moment încovoietor după direcţia Y (M22)

5.3.3.a.1 Predimensionara ariilor de armătură de la partea superioară şi inferioară utilizând abordarea simplificată de calcul

a) Calculul preliminar (predimensionare) al ariilor de armătură cu neglijarea armături din zona comprimată şi a betonului din zona comprimată şi cea fisurată;

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,r.}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{16 \cdot 10^6}{435 \cdot 90} = 408{,}68\ mm^2 \rightarrow \mathbf{\emptyset 10/15\ cm\ cu\ A_{s1,eff} = 524\ mm^2}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed,c.}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{9{,}5 \cdot 10^6}{435 \cdot 90} = 242{,}65\ mm^2 \rightarrow \mathbf{\emptyset 8/15\ cm\ cu\ A_{s2,eff} = 335\ mm^2}$$

b) Predimensionarea înălţimii zonei comprimate;

$$x = 1{,}25 \cdot \frac{(A_{s1} - A_{s2})}{b_f \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} = 1{,}25 \cdot \frac{(524 - 335)}{1000 \cdot 16{,}67} \cdot 435 = \mathbf{6{,}16\ mm \leq x_{min}}$$

$$x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 25 = 66\ mm$$

$$x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 115 = 70{,}95\ mm$$

$$\mathbf{x \leq x_{min} \rightarrow} \begin{matrix} \mathbf{- armatura\ comprimata\ nu\ curge} \\ \mathbf{- nu\ se\ conteaza\ pe\ armatura\ comprimata\ si\ betonul\ comprimat} \end{matrix}$$

5.3.3.a.2 Dimensionarea armăturii de la partea superioară – de pe reazem

- *Se presupune următoarea condiţie ce se va verifica prin calcul*

  $\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}0689 \leq 0{,}371} \rightarrow$ *condiţie îndeplinită*

  $\xi \leq \xi_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}074 \leq 0{,}617} \rightarrow$ *condiţie îndeplinită*

➢ ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed,r.}}{b_f \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = \frac{16 \cdot 10^6}{1000 \cdot 118^2 \cdot 16{,}67} = \mathbf{0{,}0689}$$

➢ ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}0689} = \mathbf{0{,}0715}$$

➢ ***Calculul înălţimii zonei comprimate***

$$x = d_s \cdot \omega_s = 118 \cdot 0{,}0715 \leq x_{min} \rightarrow \mathbf{8{,}43\ mm \leq 73\ mm} \rightarrow \textit{condiţie îndeplinită}$$

$$\left.\begin{array}{r} x = d_s \cdot \omega_s = 118 \cdot 0{,}0715 = 8{,}43\ mm \\ x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 24 = 63{,}36\ mm \\ x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 118 = 72{,}8\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \boldsymbol{x < x_{min} < x_{lim}}$$

→nu se ţine cont de armătura comprimată

➢ ***Calculul ariei de armătură necesară***

$$A_{s1,nec} = x \cdot b_f \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 8{,}43 \cdot 1000 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{323{,}05 mm^2}$$

➢ ***Calculul ariei minime de armătură necesară în zona întinsă***

$$A_{s1,min} = max\left(A_{s1,min1}; A_{s1,min2}\right) = max(157{,}08; 153{,}4) = \mathbf{157{,}08\ mm^2}$$

$$A_{s1,min1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 1000 \cdot 118 = 157{,}08\ mm^2$$

$$A_{s1,min2} = 0{,}0013 \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}0013 \cdot 1000 \cdot 118 = 153{,}4\ mm^2$$

➢ ***Calculul ariei efective de armătură***

$$\rightarrow \textbf{\textit{se aleg}}\ \boldsymbol{\emptyset 8/15\ cm\ cu\ A_{s1,ef} = 335\ mm^2}$$

Distanţa maximă dintre barele principale este:

- *Armături principale:* $\boldsymbol{3 \cdot h_p}$ - pentru plăci cu grosime mai mică sau egală de 400 mm;
- *Armături secundare:* $\boldsymbol{3{,}5 \cdot h_p}$ - pentru plăci cu grosime mai mică au egală de 450 mm.

În zonele de moment maxim sau în zonele unde apar încărcări concentrate aceste prevederile devin:

- *Armături principale:* $\boldsymbol{2 \cdot h_p}$ - pentru plăci cu grosime mai mică sau egală de 400 mm;
- *Armături secundare:* $\boldsymbol{3 \cdot h_p}$ - pentru plăci cu grosime mai mică au egală de 450 mm.

➢ ***Calculul procentului efectiv de armătură***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s1,ef}}{b_f \cdot d_s} = \frac{335}{1000 \cdot 118} \cdot 100 = \mathbf{0{,}283\%}$$

➢ ***Verificarea respectării condiţiei de armare minimă***

$$A_{s1,ef} \geq max\left(A_{s1,nec}; A_{s1,min}\right)$$

$$335\ mm^2 \geq max(323{,}05; 157{,}08)$$

$$\mathbf{335\ mm^2 \geq 323{,}05\ mm^2} \rightarrow \textit{condiţie îndeplinită}$$

➢ ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rd,r} = A_{s1,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 335 \cdot 435 \cdot \left(118 - \frac{8{,}74}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{16{,}55\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s1,ef} \cdot f_{yd}}{b_f \cdot f_{cd}} = \frac{335 \cdot 435}{1000 \cdot 16{,}67} = 8{,}74\ mm$$

- ***Calculul poziţie relative a axei netre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_s} = \frac{8{,}74}{118} = \mathbf{0{,}074}$$

- ***Calculul suprarezistenţei***

$$\Omega = \frac{M_{Rd,r}}{M_{Ed,r.}} = \frac{16{,}6}{16} = \mathbf{1{,}04}$$

- ***Calculul eficienţei***

$$\frac{M_{Ed,r.}}{M_{Rd,r}} = \frac{16}{16{,}6} = \mathbf{0{,}96 < 1\ se\ verifica}$$

5.3.3.a.3 Dimensionarea armăturii de la partea inferioară – în câmp

- ***Se presupune următoarea condiţie ce se va verifica prin calcul:***

$\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}0409 < 0{,}371} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$\xi \leq \xi_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}0555 < 0{,}617} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed,c.}}{b_f \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9{,}5 \cdot 10^6}{1000 \cdot 118^2 \cdot 16{,}67} = \mathbf{0{,}0409}$$

S-a optat pentru utilizarea valorii minime dintre d_s şi d_i, fiind cazul cel mai defavorabil, din care rezultă cantitatea cea mai mare de armătură. Acest lucru este necesar pentru că în execuţie există riscul ca modul de dispunere al armăturii pe rânduri să se inverseze şi prin urmare secţiunea să rezultă subdimensionată, la fel este indicat să se procedeze şi pentru armătura de la partea superioară.

- ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}0409} = \mathbf{0{,}0418}$$

- ***Calculul înălţimii zonei comprimate***

$x = d_s \cdot \omega_s = 118 \cdot 0{,}0715 \leq x_{min} \rightarrow \mathbf{4{,}93\ mm < 73\ mm} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$$\left.\begin{aligned} x &= d_s \cdot \omega_s = 118 \cdot 0{,}0418 = 4{,}93\ mm \\ x_{min} &= 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 24 = 63{,}36\ mm \\ x_{lim} &= 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 118 = 72{,}8\ mm \end{aligned}\right\} \rightarrow \boldsymbol{x < x_{min} < x_{lim}}$$

- ***Calculul ariei de armătură necesară***

$$A_{s2,nec} = \omega_s \cdot b_f \cdot d_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}0418 \cdot 1000 \cdot 118 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{189{,}12\ mm^2}$$

- ***Calculul ariei minime de armătură necesară în zona întinsă***

$$A_{s2,min} = max\left(A_{s2,min1}; A_{s2,min2}\right) = max(157{,}08; 153{,}4) = \mathbf{157{,}08\ mm^2}$$

$$A_{s2,min1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 1000 \cdot 118 = 157{,}08\ mm^2$$

$$A_{s2,min2} = 0{,}0013 \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}0013 \cdot 1000 \cdot 118 = 153{,}4\ mm^2$$

- ***Calculul ariei efective de armătură***

  $\rightarrow$ **se aleg $\emptyset 8/20$ cm cu $A_{s1,ef} = 251\ mm^2$**

- ***Calculul procentului efectiv de armătură***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s1,ef}}{b_f \cdot d_s} = \frac{251}{1000 \cdot 118} \cdot 100 = \mathbf{0,212\%}$$

- ***Verificarea respectării condiţiei de armare minimă***

$$A_{s2,ef} \geq max(A_{s2,nec}; A_{s2,min})$$

$$251\ mm^2 \geq max(189,12; 157,08)$$

$$\mathbf{251\ mm^2 \geq 189,12\ mm^2} \rightarrow \textbf{\textit{condiţie îndeplinită}}$$

- ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rd,c} = A_{s2,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 251 \cdot 435 \cdot \left(118 - \frac{6,55}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{12,5\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s2,ef} \cdot f_{yd}}{b_f \cdot f_{cd}} = \frac{251 \cdot 435}{1000 \cdot 16,67} = 6,55\ mm$$

- ***Calculul poziţie relative a axei neutre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_s} = \frac{6,55}{118} = 0,055$$

- ***Calculul suprarezistenţei***

$$\Omega = \frac{M_{Rd,c}}{M_{Ed,c}} = \frac{12,5}{9,5} = \mathbf{1,32}$$

- ***Calculul eficienţei***

$$\frac{M_{Ed,c}}{M_{Rd,c}} = \frac{9,5}{12,5} = 0,76 < 1\ se\ verifica$$

5.3.3.b Dimensionarea la forţă tăietoare

Valorile forţelor tăietoare au fost calculate automat cu programul *ETABS*, iar diagramele de eforturi sunt prezentate în *figurile 5.19* şi *5.20*. În *figura 5.18* este prezentată valoarea maximă a forţei tăietoare. Valorile au fost obţinute din gruparea fundamentală de încărcări.

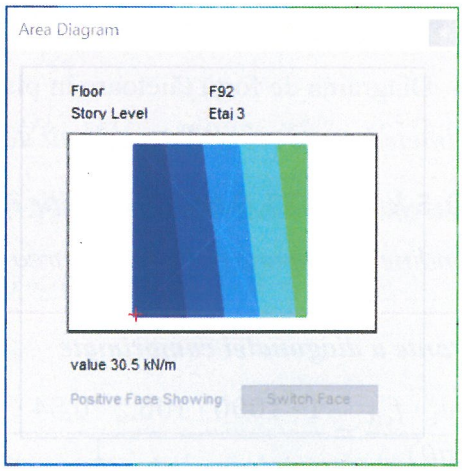


Fig. 5.18 – Forţa tăietoare maximă

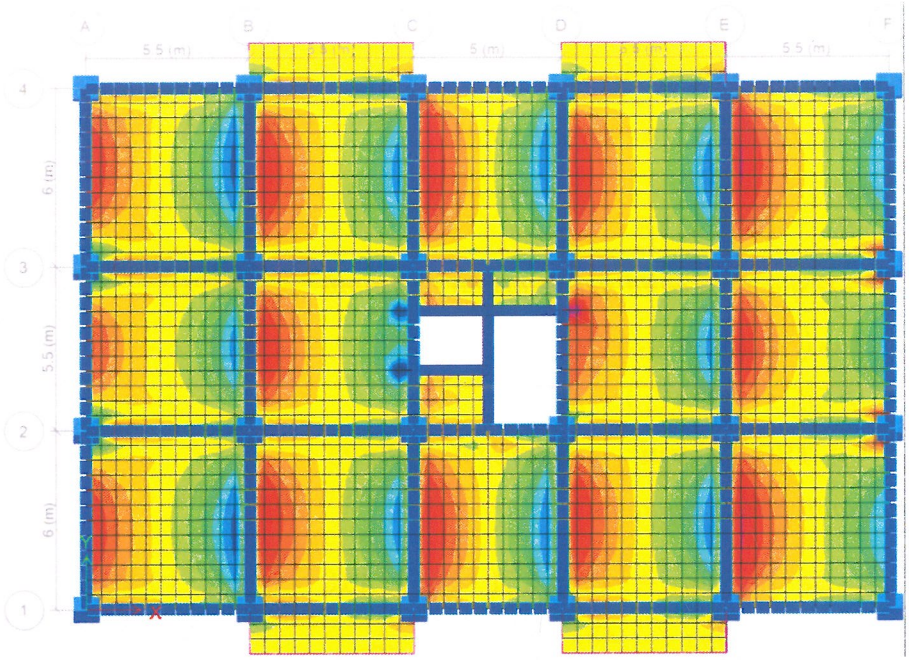


Fig. 5.19 – Diagrama de forţă tăietoare în placă (V13)

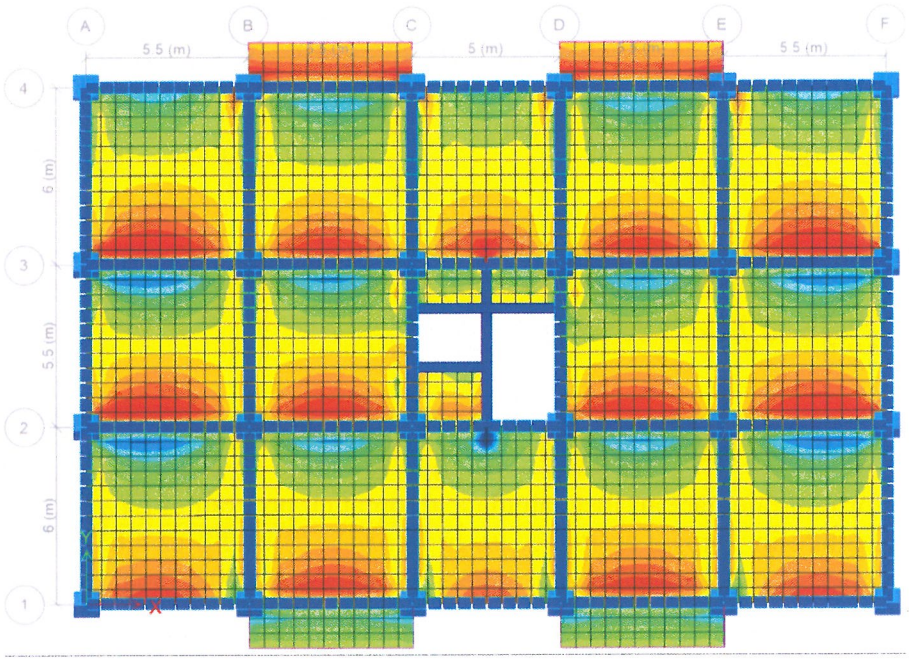


Fig. 5.20 – Diagrama de forţă tăietoare în placă (V23)

➢ ***Se verifică condiţia de dimensionare corectă a secţiunii de beton***

$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{30,5\ kN \leq 477,9\ kN} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

În cazul neîndeplinirii condiţiei se impune redimensionarea secţiunii din beton sau alegerea unei clase de beton superioare.

➢ ***Calculul capacităţii portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 1000 \cdot 106,2 \cdot 0,54 \cdot 16,67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{477,9\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot d_s = 0{,}9 \cdot 118 = 106{,}2\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

- ***Se verifică condiţia***

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \mathbf{30,5 \leq 54,42} \rightarrow$ ***elementul nu necesită armătură transversală***

unde,

$V_{Rd,c}$	*forta tăietoare capabilă fără armătură transversală specifică;*
V_{Ed}	*forţa tăietoare de calcul.*

- ***Calculul forţei tăietoare capabile fără armătură transversală***

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_f \cdot d_s \geq (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_f \cdot d$$

$$= \left\{\left[0{,}12 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}00 \cdot (100 \cdot 2{,}8389 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 1000 \cdot 118\right\} \cdot 10^{-3}$$

$$\geq [(0{,}495 + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1000 \cdot 118] \cdot 10^{-3}$$

$54{,}42\ kN \geq 58{,}41\ kN \rightarrow \boldsymbol{V_{Rd,c} = 54{,}42\ kN}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\eta_1 = 1{,}00\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}00 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{118}} \leq 2{,}00 \rightarrow 2{,}30 \leq 2{,}00 \rightarrow\ k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_f \cdot d} = \frac{335}{1000 \cdot 118} = 2{,}8389 \cdot 10^{-3} \leq 0{,}02$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 \cdot f_{cd}$$

$$\nu_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}495\ \ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow\ (se\ considera\ valoarea\ egala\ cu\ 0)$$

$$0 < 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow 0 < 0{,}2 \cdot 16{,}67 \rightarrow 0 < 3{,}334$$

unde,

A_{sl}	*aria armăturii longitudinale întinse. Aria de armătură trebuie să depăşească secţiunea de calcul considerată cu o lungime $l_{bd} \geq d$;*
l_{bd}	*lungimea de ancorare a armăturii longitudinale;*
b_f	*lăţimea secţiunii în zona întinsă (pentru plăcii calcul se face pe o fâşie cu lăţimea de 1000 mm);*
σ_{cp}	*efort unitar mediu sub efortul forţei axiale N_{Ed};*
A_c	*aria secţiunii transversale de beton;*
ρ_1	*coeficient de armare longitudinală.*

- ***Calculul suprarezistenţei***

$$\Omega = \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}} = \frac{54{,}42}{30{,}5} = \mathbf{1{,}78}$$

- ***Calculul eficienţei***

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{30{,}5}{54{,}42} = 0{,}56 < 1 \; se \; verifica$$

5.3.4 Dimensionarea la stare limită de exploatare

5.3.4.a Limitarea eforturilor în beton şi armătură

Eforturile de **compresiune** în beton se vor limita pentru a evita fisurile longitudinale, microfisurile sau deformaţiile mari provenite din curgerea lentă, unde aceasta pot avea afecte inacceptabile asupra funcţionării structurii după cum urmează:

- Sub efectul **combinaţiei caracteristice** a încărcărilor, pentru părţi expuse la medii corespunzătoare claselor de expunere XD, XF şi XS:

$\sigma_c \leq 0{,}6 \cdot f_{ck} \rightarrow 1{,}7 \leq 0{,}6 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{1{,}7 \leq 15} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

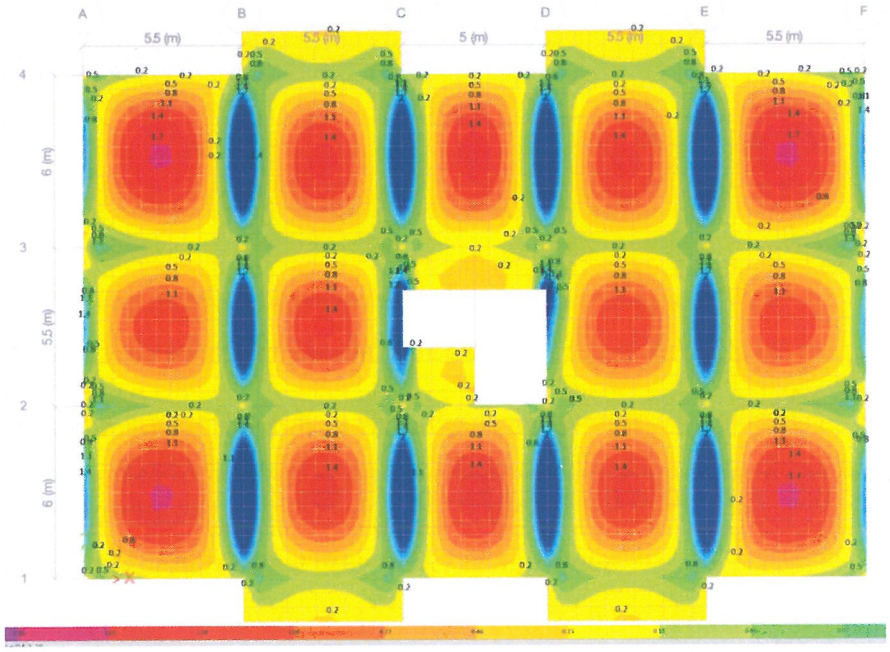


Fig. 5.21 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)

$\sigma_c \leq 0{,}6 \cdot f_{ck} \rightarrow 1{,}4 \leq 0{,}6 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{1{,}4 \leq 15} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

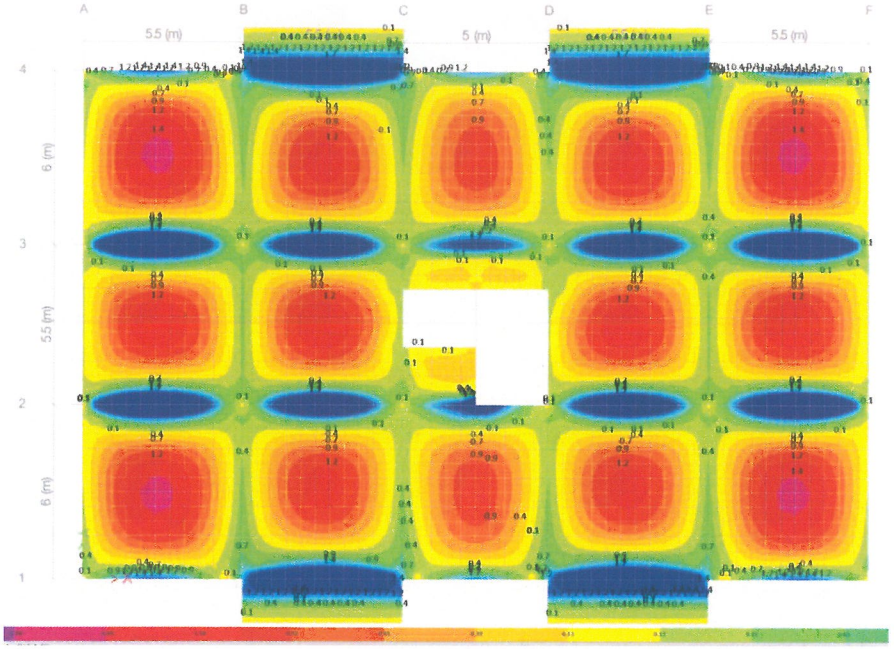


Fig. 5.22 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)

$\sigma_c \leq 0{,}6 \cdot f_{ck} \rightarrow 3{,}7 \leq 0{,}6 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{3{,}7 \leq 15} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

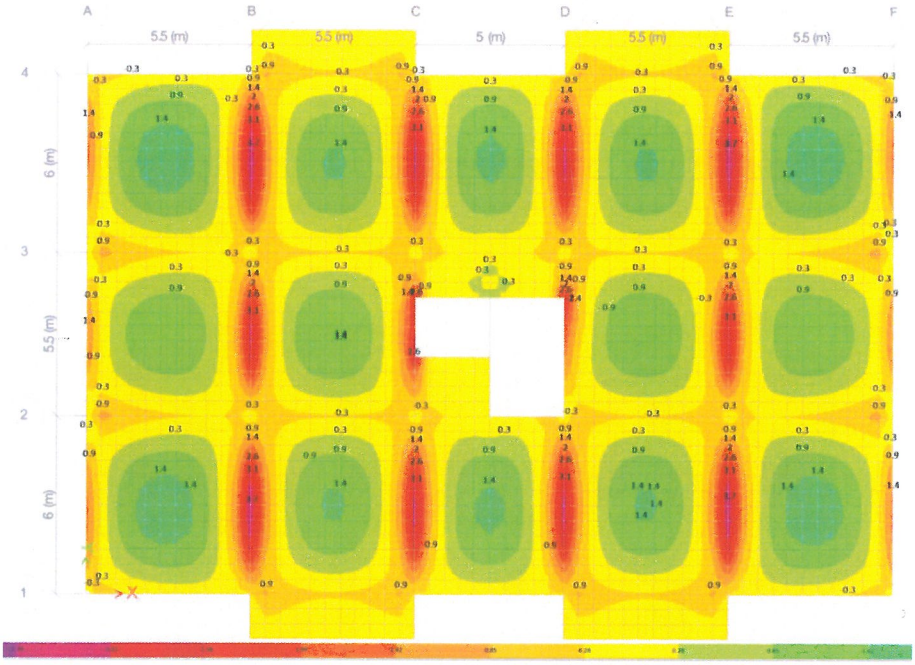


Fig. 5.23 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)

$\sigma_c \leq 0{,}6 \cdot f_{ck} \rightarrow 3{,}4 \leq 0{,}6 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{3{,}4 \leq 15} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

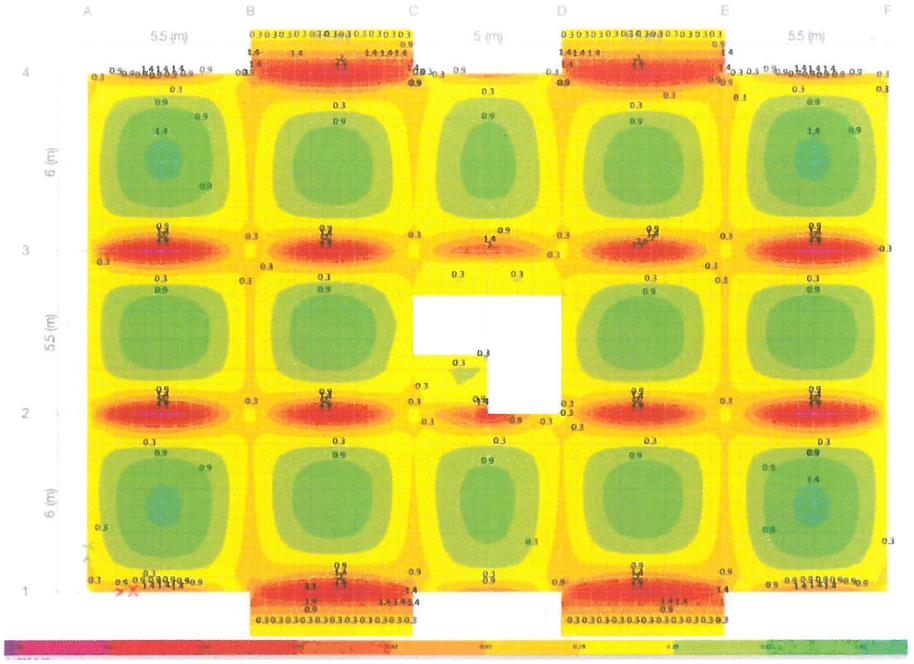


Fig. 5.24 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S22 (Bottom face)

Valorile de compresiune au semnul (-), iar cele de întindere au semnul (+).

unde,

σ_c	*Efort unitar de compresiune în beton.*

- Sub efectul **combinației cvasipermanente** a încărcărilor, pentru a se putea admite curgeri lente liniare:

$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} \rightarrow 1{,}3 \leq 0{,}45 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{1{,}3 \leq 11{,}25} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

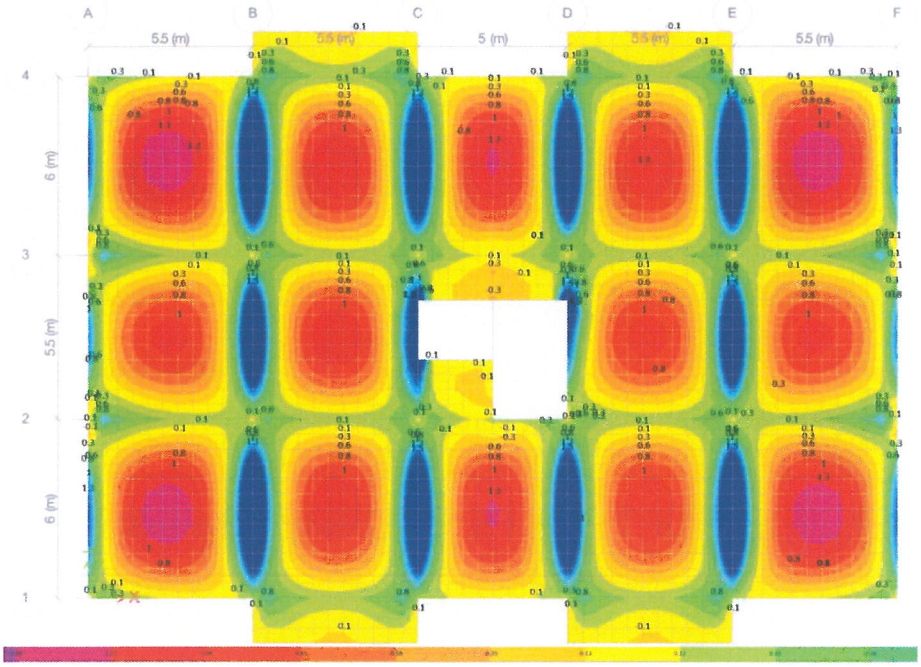


Fig. 5.25 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Top face)

$$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} \rightarrow 1{,}3 \leq 0{,}45 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{1,3 \leq 11,25} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

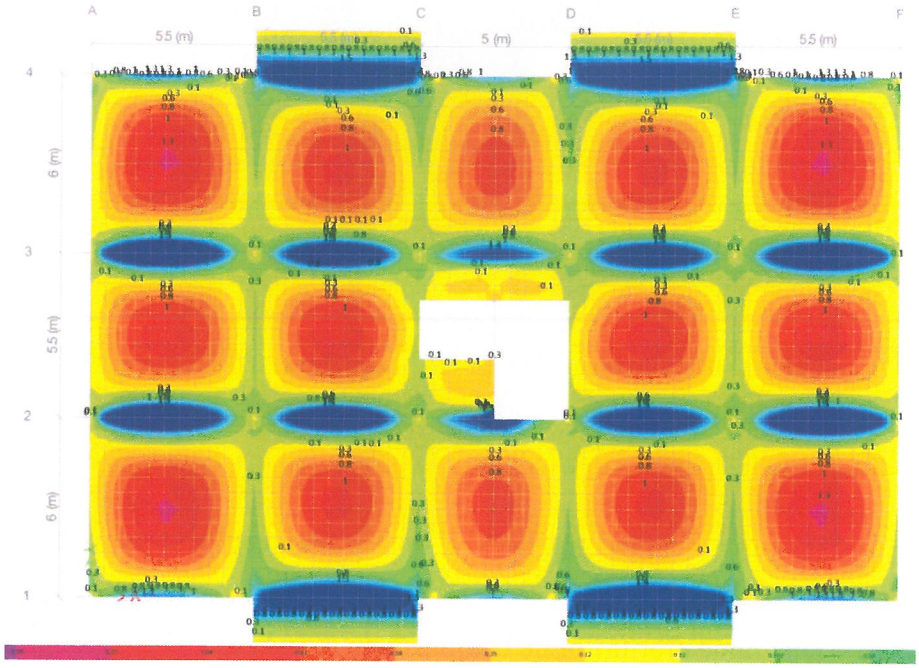


Fig. 5.26 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S22 (Top face)

$$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} \rightarrow 3{,}0 \leq 0{,}45 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{3,0 \leq 11,25} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

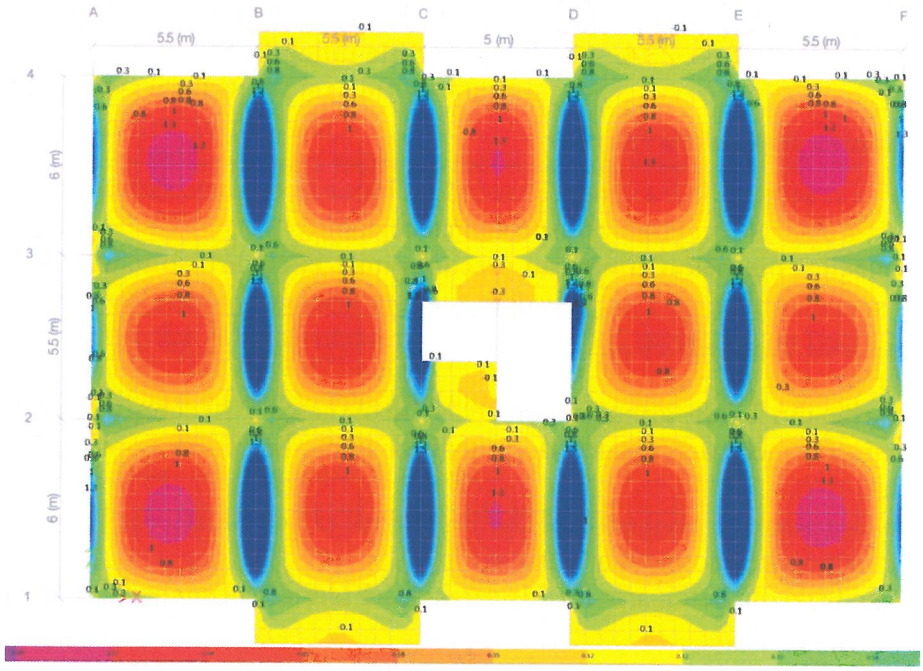


Fig. 5.27 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)

$$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} \rightarrow 3{,}0 \leq 0{,}45 \cdot 25 \rightarrow \mathbf{3,0 \leq 11,25} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

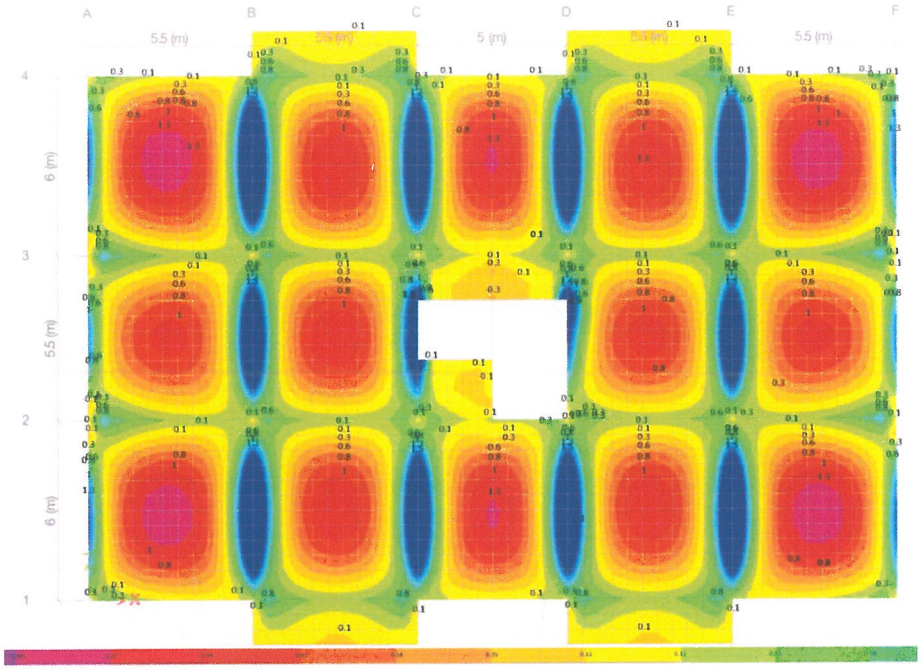


Fig. 5.28 – Diagrama eforturilor de compresiune σ_c în beton S11 (Bottom face)

Eforturile din armătură în **combinaţia caracteristică** de încărcări se vor limita în vederea evitării deformaţiilor inelastice precum şi a fisurării şi deformării excesive, astfel:

- Pentru elemente din beton armat:

$$\sigma_s \leq 0{,}8 \cdot 500 \rightarrow \mathbf{234 \leq 400} \rightarrow \textbf{condiţie îndeplinită}$$

5.3.4.b Verificarea deschiderii fisurilor

Fisurarea va fi limitată la o extindere care să nu împiedice funcţionarea corespunzătoare sau durabilitatea structurii sau să nu producă aspecte inacceptabile.

În cazul plăcilor din beton armat sau precomprimat la clădiri, solicitate la încovoiere fără întindere axială semnificativă, nici o prevedere nu este necesară pentru controlul fisurilor când grosimea totală a plăcii nu depăşeşte 200 mm şi când prevederile de la *punctul 9.3 din SR EN 1992-1-1* sunt respectate.

La structurile din beton armat solicitate la încovoiere, forfecare, torsiune sau întindere provenind din acţiunea încărcărilor sau a deformaţiilor împiedicate sau impuse, fisurarea este un fenomen normal.

Formarea fisurilor este permisă fără nici un control al deschiderii lor , cu condiţia ca ele să nu stânjenească funcţionarea normală a structurii.

Pentru structurile din beton armat verificarea deschiderii fisurilor se face din **combinaţia de încărcări cvasipermanentă.**

Calculul fisurilor se poate face prin două metode:

- Fără calcul direct;
- Prin calcul direct manual sau automat utilizând programe de calcul.

Deschiderea fisurilor calculată se limitează la valorile w_{max} recomandate în *tabelul 5.20*.

Tab. 5.20 – Valori maxime ale deshiderii fisurilor recomandate

Clasele de expunere	Elemente din beton armat şi precomprimat cu armături neaderente	Elemente din beton precomprimat cu armături aderente
	Combinaţii de încărcări cvasipermanente	**Combinaţii frecvente de încărcări**
X0, XC1	**0,4***	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2**
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompresiune

**) Această limitare garantează aspectul acceptabil. În lipsa condiţiilor de aspect această limitare poate fi diminuată.*
***) Suplimentar, decompresiunea trebuie verificată sub combinaţii cvasipermanente de încărcări.*

5.3.4.b.1 Calculul ariei de armătură minime

Dacă este necesar controlul fisurilor, o cantitate minimă de armătură aderentă trebuie prevazută în zonele întinse. Aria ei poate fi estimată din echilibrul între forţa de întindere în beton imediat înaintea fisurării şi forţa de întindere în armătură la curgerea ei ori la un efort mai mic, dacă este necesar să se limiteze deschiderea fisurilor.

➢ ***Calculul ariei minime de armatură***

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0{,}4 \cdot 1 \cdot 2{,}56 \cdot 43168}{273{,}44} = \mathbf{161{,}65\ mm^2}$$

$k = 1{,}0 - pentru\ inimi\ cu\ h \leq 300\ mm$

$k = 0{,}65 - pentru\ inimi\ cu\ h \geq 800\ mm\ sau\ talpi\ cu\ latimea\ mai\ mare\ de\ 800\ mm.$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}56 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mathrm{k_c} = 0{,}4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) \cdot f_{ct,eff}}\right] \rightarrow k_c = 0{,}4$$

$\sigma_c = 0\ (placi\ fara\ precomprimare)$

$h^* = h \quad pentru\ h < 1{,}0\ m$

$h^* = 1{,}0\ m \quad pentru\ h \geq 1{,}0\ m$

$$A_{ct} = h_{c,ef} \cdot b_f = 43{,}168 \cdot 1000 = \mathbf{43168\ mm^2}$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (h-d); \frac{(h - x_{II})}{3}; \frac{h}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (150-118); \frac{(150 - 20{,}496)}{3}; \frac{150}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min[80; 43{,}168; 75] = \mathbf{43{,}168\ mm}$$

$$x_{II} = d_s \cdot \alpha_e \cdot \rho \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \cdot \rho}} - 1\right] =$$

$$= 118 \cdot 6{,}451 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-3} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{6{,}451 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-3}}} - 1\right] = 20{,}496\ mm$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{31000} = 6{,}451$$

$$\rho = 2{,}83 \cdot 10^{-3}$$

- ***Calculul tensiunii în armătură în stadiul II de lucru (stadiul fisurat)***

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I_{cr}} \cdot (d_s - x_{II}) = 6{,}451 \cdot \frac{9 \cdot 10^6}{20702327{,}43} \cdot (118 - 20{,}496) = \mathbf{273{,}44}\ \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}}$$

$$I_{cr} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_s - x_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (a_i - x_{II})^2 =$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \cdot 20{,}496^{\,3}}{3} + 6{,}451 \cdot 335 \cdot (118 - 20{,}496)^2 +$$

$$+(6{,}451 - 1) \cdot 251 \cdot (24 - 20{,}496)^2 = 20702327{,}43\ mm^4$$

- ***Verificarea ariei minime de armătură***

$A_{s1,ef} \geq A_{s,min} \rightarrow \mathbf{335 \geq 161{,}65} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$$A_{s1,ef} = 335\ mm^2$$

$$A_{s,min} = 161{,}65\ mm^2$$

unde,

$A_{s,min}$	*aria de armătură minimă din zona întinsă;*
$f_{ct,eff}$	*valoarea medie a rezistenţei efective la întindere a betonului la timpul când fisurile pot fi aşteptate să apară (se poate lua f_{ctm});*
σ_s	*valoarea absolută a efortului maxim admis în armătură după formarea fisurii (f_{yk} sau o valoare mai redusă);*
σ_c	*valoarea rezistenţei la compresiune a betonului;*
k_c	*coeficient care ia în considerare natura distribuţiei eforturilor din secţiune imediat înainte de fisurare şi schimbarea braţului de pârghie;*
A_{ct}	*aria betonului din zona întinsă, chiar înainte de formarea primei fisuri;*
k	*coeficient care ia în considerare efectul eforturilor neuniforme de autoechilibrare, care duc la reducerea eforturilor datorate deformaţiilor împiedicate.*

5.3.4.b.2 Controlul deschiderii fisurii fără calcul direct

Fisurarea va fi limitată la o extindere care să nu împiedice funcţionarea corespunzătoare sau durabilitatea structurii sau să nu producă aspecte inacceptabile.

Pentru plăcile din beton armat sau precomprimat în elementele supuse la încovoiere fără eforturi de întindere semnificative, nu sunt necesare măsuri specifice de control al fisurii dacă grosimea lor nu depăşeşte 200 mm şi sunt luate măsurile corespunzătoare de alcătuire constructivă.

Eforturile din armături în combinaţia de încărcări relevantă va fi calculat considerând secţiunea fisurată.

Pentru verificarea deshiderii fisurilor în elemente se pot utiliza *tabelele 5.21* şi *5.22*, care permit verificare fisurilor pe baza tensiunii în bară, a diametrului barei şi distanţei dintre armături. Necunoscuta în cazul verifcării fisurilor constă în determinarea tensiunii în armătură, şi prin urmare această valoare trebuie cunoscută pentru utilizarea tabelelor.

Tab. 5.21 – Diametrul maxim al barelor pentru controlul fisurilor

Efortul din armatură [N/mm²]	Diametrul maxim al barelor [mm]		
	$w_k = 0,4\ mm$	$w_k = 0,3\ mm$	$w_k = 0,2\ mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tab. 5.22 – Diametrul maxim al barelor pentru controlul fisurilor

Efortul din armătură [N/mm²]	Distanţa maximă dintre bare [mm]		
	$w_k = 0,4\ mm$	$w_k = 0,3\ mm$	$w_k = 0,2\ mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Pentru placa analizată parametri de calcul sunt:

$\emptyset_s = 8\ mm$

$s_{r,eff} = 150\ mm$ *(distanţa dintre armături)*

- **Verificarea fisurilor pe baza diametrului maxim al barelor**

$$\textbf{daca} \begin{matrix} \emptyset_s = 8\ mm \\ \sigma_s \leq 320 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}2\ mm$$

$$\textbf{daca} \begin{matrix} \emptyset_s = 8\ mm \\ \sigma_s \leq 360 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}3\ mm$$

$$\textbf{daca} \begin{matrix} \emptyset_s = 8\ mm \\ \sigma_s \leq 400 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}4\ mm$$

- **Verificarea fisurilor pe baza distanţei maxime dintre bare**

$$\textbf{daca} \begin{matrix} s_{r,eff} = 150\ mm \\ \sigma_s \leq 240 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}2\ mm$$

$$\textbf{daca} \begin{matrix} s_{r,eff} = 150\ mm \\ \sigma_s \leq 280 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}3\ mm$$

$$\textbf{daca} \begin{matrix} s_{r,eff} = 150\ mm \\ \sigma_s \leq 320 \end{matrix} \Big\} \rightarrow w_{k,eff} \leq 0{,}4\ mm$$

5.3.4.b.3 Controlul deschiderii fisurilor prin calcul direct – <u>partea superioară (pe reazem)</u>

Deschiderea caracteristică a fisurilor pentru distanţa maxima dintre fisuri $s_{r,max}$ se obţine cu relaţia:

$$\sigma_s = 230{,}52\frac{N}{mm^2} \rightarrow w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 238{,}55 \cdot 6{,}91 \cdot 10^{-4} = \mathbf{0{,}164\ mm}$$

$$\boldsymbol{w_k = 0{,}157\ mm < w_{max} = 0{,}40\ mm \rightarrow condiţie\ îndeplinită}$$

Deschiderea fisurilor pentru distanţa dintre fisuri efectivă $s_{r,eff}$ ce este egală cu distanţa efectivă dintre bare se obţine cu relaţia:

$$\sigma_s = 230{,}52\frac{N}{mm^2} \rightarrow w_{k,eff} = s_{r,eff} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 150 \cdot 6{,}91 \cdot 10^{-4} = \mathbf{0{,}103\ mm}$$

$$\boldsymbol{w_{k,eff} = 0{,}098\ mm < w_{max} = 0{,}40\ mm \rightarrow condiţie\ îndeplinită}$$

unde,

w_k	*deschiderea fisurii;*
$s_{r,max}$	*distanţa maximă dintre fisuri;*
ε_{sm}	*deformaţia medie a armăturilor sub combinaţia relevantă de încărcări, incluzând efectul deformaţiilor impuse şi luând în considerare efectele rigidizării în zona întinsă;*
ε_{cm}	*deformaţia medie a betonului între fisuri.*

Într-un calcul preliminar se poate face verificarea considerând tensiunea în bară egală cu valoarea maximă. Dacă aceasta nu se verifică se impune calcularea tensiunii reale în armături în vederea evaluării cât mai exacte a valorii deschiderii fisurilor. Trebuie avut în vedere că tensiunile reduse conduc şi la lungimi de ancorare mai reduse.

Distanţa dintre bare nu va fi mai mare decât valoarea $s_{r,max}$.

- **Calculul diferenţei între deformaţia medie în armătură şi beton**

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{230{,}52 - 0{,}4 \cdot \frac{2{,}56}{0{,}0080} \cdot (1 + 6{,}451 \cdot 0{,}0080)}{200000} \geq 0{,}6 \cdot \frac{230{,}52}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{230{,}52 - 134{,}60}{200000} \geq 0{,}6 \cdot \frac{230{,}52}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 4{,}796 \cdot 10^{-4} \geq 6{,}91 \cdot 10^{-4}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{6{,}91 \cdot 10^{-4}}$$

unde,

σ_s	*efortul în armătura întinsă considerând secţiunea fisurată;*
k_t	*factor dependent de durata de încărcare;*
E_s	*valoarea de calcul a modului de elasticitate al armăturii pentru beton armat;*
$f_{ct,eff}$	*valoarea medie a rezistenţei la întindere efectivă a betonului la timpul când fisurile pot fi aşteptate să apară. Pentru calculul deschiderii fisurilor şi al rigidităţii la întindere se va utiliza valoarea f_{ctm}.*

➢ **Calculul tensiunii în armături în stadiul II de lucru (curgere, secţiunea se consideră fisurată)**

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I_{cr}} \cdot (d_s - x_{II}) = 6{,}451 \cdot \frac{9 \cdot 10^6}{23700103{,}22} \cdot (118 - 23{,}99) = \mathbf{230{,}52}\,\frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}}$$

$$I_{cr} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_s - x_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (a_i - x_{II})^2 =$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \cdot 23{,}99^3}{3} + 6{,}451 \cdot 335 \cdot (118 - 23{,}99)^2 +$$

$$+(6{,}451 - 1) \cdot 251 \cdot (24 - 23{,}99)^2 = 23700103{,}22\ mm^4$$

$$x_{II} = \frac{\{[A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1)]^2 + 2 \cdot b_f \cdot [(A_{s1} \cdot d_s \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot a_i \cdot (\alpha_e - 1))]\}^{0.5}}{b_f} -$$

$$\frac{A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_f} =$$

$$x_{II} = \frac{\{[335 \cdot 6{,}451 + 251 \cdot (6{,}451 - 1)]^2\}^{0{,}5}}{1000} +$$

$$\frac{\{2 \cdot 1000 \cdot [(335 \cdot 118 \cdot 6{,}451 + 251 \cdot 24 \cdot (6{,}451 - 1))]\}^{0{,}5}}{1000} -$$

$$\frac{335 \cdot 6{,}451 + 251 \cdot (6{,}451 - 1)}{1000} = 3{,}529 + 23{,}992 - 3{,}529 = 23{,}99\ mm$$

➢ **Calculul distanţei maxime dintre fisuri**

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}56\,\frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{335}{42000} = 0{,}0080$$

unde,

A_s	*aria armăturilor întinse;*
$A_{c,eff}$	*aria secţiunii efective de beton din jurul armăturilor întinse pe înălţimea* $h_{c,ef}$

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b_f = 42 \cdot 1000 = 42000\ mm^2$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (h - d); \frac{(h - x_{II})}{3}; \frac{h}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (150 - 118); \frac{(150 - 23{,}99)}{3}; \frac{150}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min[80; 42; 75] = 42\ mm$$

$k_t = 0{,}6 - pentru\ incarcari\ de\ scurta\ durata$

$\boldsymbol{k_t = 0{,}4 - pentru\ incarcari\ de\ lunga\ durata}$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{31000} = 6{,}451$$

unde,

E_{cm}	*modulul de elasticitate secant al betonului.*

$$daca\ distanta\ dintre\ bare > 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right) \rightarrow s_{r,max} = 1{,}30 \cdot (h - x)$$

$$daca\ distanta\ dintre\ bare > 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$150 > 5 \cdot \left(30 + \frac{8}{2}\right)$$

$$\mathbf{151 > 170 \rightarrow conditie\ neindeplinita \rightarrow s_{r,max} = 3{,}4 \cdot c + 0{,}425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}}$$

$$s_{r,max} = 3{,}4 \cdot c + 0{,}425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}$$

$$= 3{,}4 \cdot 30 + 0{,}425 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{8}{0{,}0080} = \mathbf{238{,}55\ mm}$$

$k_1 = 0{,}8 - pentru\ bare\ cu\ aderanta\ superioara$

$k_2 = 0{,}5 - pentru\ incovoiere$

$c = 30 - stratul\ de\ acoperire\ cu\ beton$

5.3.4.b.4 Controlul deschiderii fisurilor prin calcul direct – <u>partea inferioară (în câmp)</u>

Deschiderea caracteristică a fisurilor pentru distanţa maximă dintre fisuri $s_{r,max}$ se obţine cu relaţia:

$$\sigma_s = 195{,}43 \frac{N}{mm^2} \rightarrow w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 303{,}41 \cdot 5{,}86 \cdot 10^{-4} = \mathbf{0{,}178\ mm}$$

$$\mathbf{w_k = 0{,}178\ mm < w_{max} = 0{,}40\ mm \rightarrow} \textbf{\textit{ condiţie îndeplinită}}$$

Deschiderea fisurilor pentru distanţa dintre fisuri efectivă $s_{r,eff}$ ce este egală cu distanţa efectivă dintre bare, se obţine cu relaţia:

$$\sigma_s = 195{,}43 \frac{N}{mm^2} \rightarrow w_{k,eff} = s_{r,eff} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 200 \cdot 5{,}86 \cdot 10^{-4} = \mathbf{0{,}117\ mm}$$

$$\mathbf{w_{k,eff} = 0{,}117\ mm < w_{max} = 0{,}40\ mm \rightarrow} \textbf{\textit{ condiţie îndeplinită}}$$

- **Calculul diferenţei între deformaţia medie în armătura şi beton**

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{195{,}43 - 0{,}4 \cdot \frac{2{,}56}{0{,}0058} \cdot (1 + 6{,}451 \cdot 0{,}0058)}{200000} \geq 0{,}6 \cdot \frac{195{,}43}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{195{,}43 - 183{,}15}{200000} \geq 0{,}6 \cdot \frac{195{,}43}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 6{,}14 \cdot 10^{-5} \geq 5{,}86 \cdot 10^{-4}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \mathbf{5{,}86 \cdot 10^{-4}}$$

- **Calculul tensiunii în armături**

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed}}{I_{cr}} \cdot (d_s - x_{II}) = 6{,}451 \cdot \frac{5{,}6 \cdot 10^6}{18199067{,}76} \cdot (118 - 19{,}56) = \mathbf{195{,}43} \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}}$$

$$I_{cr} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_s - x_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (a_i - x_{II})^2 =$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \cdot 19{,}56^3}{3} + 6{,}451 \cdot 231 \cdot (118 - 19{,}56)^2 +$$

$$+(6{,}451 - 1) \cdot 0 \cdot (24 - 19{,}56)^2 = 18199067{,}76\ mm^4$$

$$x_{II} = \frac{\{[A_{s2} \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot (\alpha_e - 1)]^2 + 2 \cdot b_f \cdot [(A_{s2} \cdot d_i \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot a_s \cdot (\alpha_e - 1))]\}^{0.5}}{b_f} -$$

$$\frac{A_{s2} \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_f} =$$

$$x_{II} = \frac{\{[251 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot (6{,}451 - 1)]^2\}^{0{,}5}}{1000} +$$

$$\frac{\{2 \cdot 1000 \cdot [(251 \cdot 118 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot 24 \cdot (6{,}451 - 1))]\}^{0{,}5}}{1000} -$$

$$\frac{251 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot (6{,}451 - 1)}{1000} = 19{,}56\ mm$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{31000} = 6{,}451$$

- **Calculul distanţei maxime dintre fisuri**

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}56 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{251}{43500} = 0{,}0058$$

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b_f = 43{,}5 \cdot 1000 = 43500\ mm^2$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (h - d); \frac{(h - x)}{3}; \frac{h}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min\left[2{,}5 \cdot (150 - 118); \frac{(150 - 19{,}56)}{3}; \frac{150}{2}\right]$$

$$h_{c,ef} = min[80; 43{,}5; 75] = 43{,}5\ mm$$

$k_t = 0{,}6 - pentru\ incarcari\ de\ scurta\ durata$

$\boldsymbol{k_t = 0{,}4 - pentru\ incarcari\ de\ lunga\ durata}$

$daca\ distanta\ dintre\ bare > 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right) \rightarrow s_{r,max} = 1{,}30 \cdot (h - x)$

$daca\ distanta\ dintre\ bare > 5 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$$150 > 5 \cdot \left(30 + \frac{8}{2}\right)$$

$$\mathbf{151 > 170 \rightarrow conditie\ neindeplinita \rightarrow} s_{r,max} = \mathbf{3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}}$$

$$s_{r,max} = 3{,}4 \cdot c + 0{,}425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}$$

$$= 3{,}4 \cdot 30 + 0{,}425 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{8}{0{,}0058} = \mathbf{303,41\ mm}$$

$k_1 = 0{,}8 - pentru\ bare\ cu\ aderanta\ superioara$

$k_2 = 0{,}5 - pentru\ incovoiere$

$c = 30 - stratul\ de\ acoperire\ cu\ beton$

5.3.4.b.5 Controlul fisurii utizând programe de calcul automat

Atunci când se utilizează un program de calcul avansat, calculul fisurilor se poate realiza foarte rapid. În continuare se vor prezenta diagramele de deschidere a fisurilor pentru partea inferioară şi partea superioară a plăcii obţinute utilizând programul *ETABS*. Calculul se realizează pentru fiecare element finit. Datele de intrare trebuie să conţină ariile de armătură reale de la partea inferioară şi superioară, rezistenţa la întindere a betonului şi valorile coeficienţilor k_i.

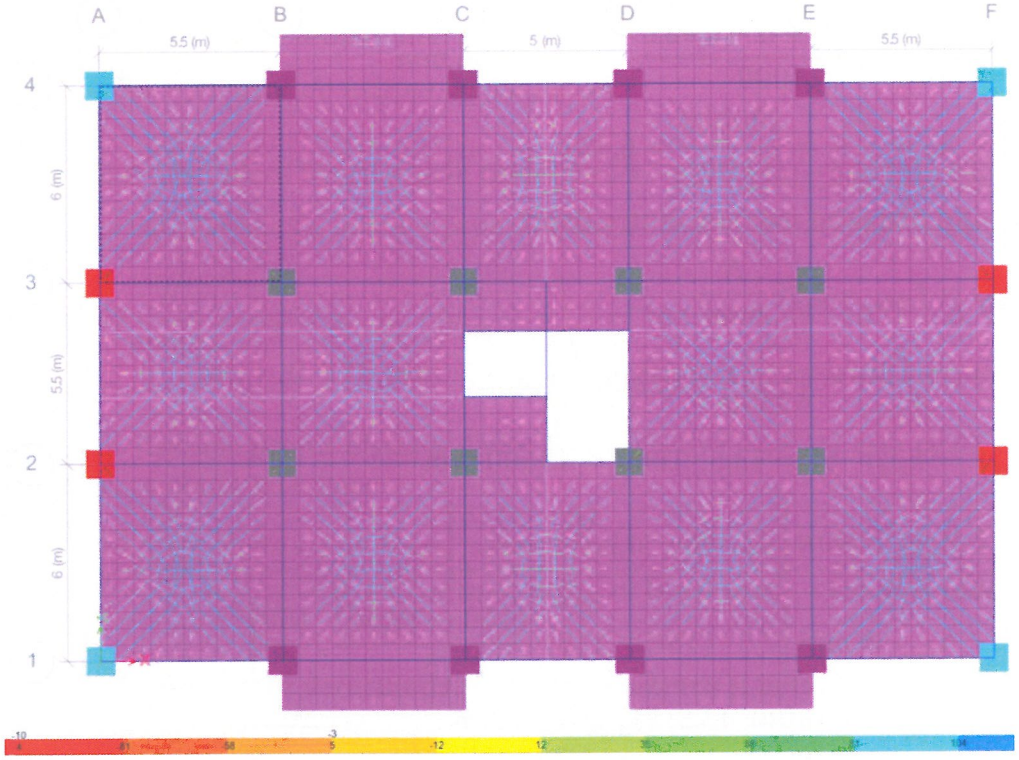


Fig. 5.29 – Diagrama de fisuri (Bottom face) - $w_{k,max} = 0{,}10\ mm$

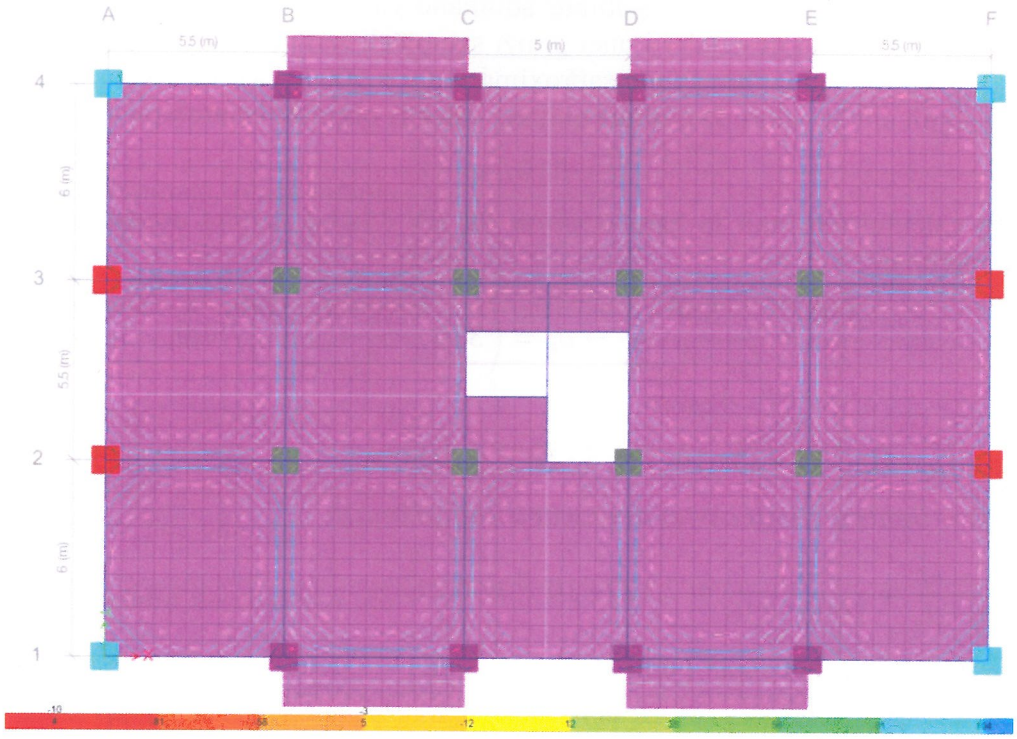


Fig. 5.30 – Diagrama de fisuri (Top face) – $w_{k,max} = 0,12\ mm$

Se observă că valorile obţinute sunt apropiate de cele rezultate din calculul manual.

5.3.4.c Verificarea deformaţiilor (săgeţii)

5.3.4.c.1 Controlul deformaţiilor fără calcul direct

Nu este necesar calcul săgeţii dacă:

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{ef} \leq \left(\frac{L}{d}\right)_{lim} \rightarrow \left(\frac{6000-400}{118}\right) < 152 \rightarrow \mathbf{47,45 < 88,68} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

$\rightarrow$ ***săgeata plăcii nu va depăşi limita de L/250***

unde,

L	*deschiderea plăcii;*
$d = d_s$	*înălţimea plăcii;*

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad daca\ \rho \leq \rho_0$$

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{\rho'}{\rho_o}}\right] \quad daca\ \rho > \rho_0$$

unde,

K	*coeficient care ţine seama de diferitele sisteme structurale;*
ρ	*proecentul de armături de întindere necesar la mijlocul deschiderii;*
ρ'	*proecentul de armături de compresiune necesar la mijlocul deschiderii;*
ρ_o	*procentul de armături de referinţă;* $\rho_o = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$

Expresiile de mai sus au fost stabilite admiţând că efortul unitar în armătură, pentru o secţiune fisurată la mijlocul deschiderii unei grinzi sau plăci, sau pe reazeme în cazul consolelor, este egal cu 310 MPa (ceea ce corespunde aproximativ f_{yk} = 500 MPa) sub încărcările de calcul la SLS. Dacă se admit alte niveluri de eforturi unitare, valorile obţinute se multiplică cu expresia:

$$310/\sigma_s$$

Pentru calculul tensiunii în bare *conform SR EN 1992-1-1:2004* următoarea expresie se consideră acoperitoare:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{\frac{f_{yk} \cdot A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \rightarrow \sigma_s = \left(310 \cdot \frac{f_{yk} \cdot A_{s,req}}{A_{s,prov}}\right)/500$$

$$\rho_o = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{25} \cdot 10^{-3} = 5 \cdot 10^{-3} = 0{,}50\%$$

$$\rho' = 0 - pentru\ ca\ nu\ avem\ armatura\ comprimata$$

$$\rho = \frac{A_{s1,ef}}{b_f \cdot d_s} = \frac{251}{1000 \cdot 118} = 2{,}127 \cdot 10^{-3} = 0{,}212\%$$

$$A_{s1,ef} = 251\ mm^2\ (\text{Ø}8/20\ cm)$$

$$\boldsymbol{\rho \leq \rho_0} \rightarrow \left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = K \cdot \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right]$$

$$K \rightarrow tabel\ 5.23$$

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = 1{,}3 \cdot \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0{,}50\%}{0{,}212\%} + 3{,}2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0{,}50\%}{0{,}212\%} - 1\right)^{3/2}\right] =$$

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = 1{,}3 \cdot [11 + 17{,}68 + 27{,}75] = 73{,}35$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,SLS}}{M_{Ed,ULS}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5{,}6}{9{,}5} \cdot \frac{500}{1{,}15} = 256{,}2\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow se\ multiplica\ valoarea\ \left(\frac{L}{d}\right)_{lim}\ cu$$

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{310}{256{,}2} = 1{,}209$$

Se aplică o corecţie raportului:

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 73{,}35 \cdot 1{,}209 = 88{,}68$$

$$\boldsymbol{\left(\frac{L}{d}\right)_{lim} = 88{,}68}$$

unde,

σ_s	*efortul unitar de întindere în armătură la mijlocul deschiderii sub încărcări de calcul la SLS;*
$A_{s,prov}$	*aria de armătură prevăzută în secţiunea considerată (aria efectivă);*
$A_{s,req}$	*aria de armatură necesară în secţiune la SLU.*

Tab. 5.23 – Valori de bază ale raportului deschidere/înălţime utilă pentru elemente de beton armat, în absenţa efortului normal de compresiune

Sistem structural	K	Beton puternic solicitat p = 1,5%	Beton puţin solicitat p = 0,5%
Grindă simplu rezemată, placă simplu rezemată cu descărcare pe una sau două direcţii	1,0	14	20
Travee marginală a unei grinzi continue, a unei plăci continue cu descărcare pe o direcţie sau a unei plăci continue în lungul laturii mari şi descărcând pe două direcţii	1,3	18	26
Travee intermediară a unei grinzi sau plăci descărcând pe una sau două direcţii	1,5	20	30
Planşeu dală – pentru deschiderea cea mai mare	1,2	17	24
Consolă	0,4	6	8

NOTA 1: Valorile indicate au fost alese astfel încât să se situeze de partea acoperitoare şi calculul poate să arate frecvent că elemente mai zvelte pot conveni.
NOTA 2: În cazul plăcilor descărcând pe două direcţii, verificarea efectuată pentru deschiderea mai mică. În cazul planşeelor dală, se ia deschiderea cea mai mare.
NOTA 3: Limita indicată pentru planşeele dală corespunde unei limitări mai puţin severe decât deschiderea/250 pentru săgeata la mijlocul deschiderii. Experienţa a arătat că aceasta este satisfăcătoare.

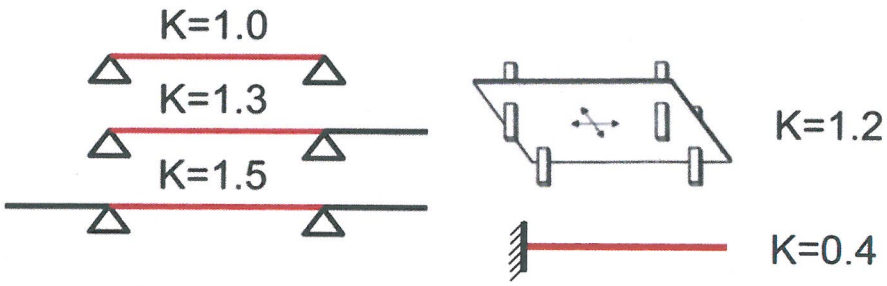


Fig. 5.31 – Exemplificarea coeficienţilor din *tabelul 5.23*

Conform SR EN 1992-1-1:2004
Paragraful 5.3.2.2 (2)

Pentru secţiunile în formă de T, pentru care raportul între lăţimea tălpi şi cea a inimii este mai mare de 3, valorile l/d indicate în expresia (7.16) se multiplică cu 0.8.

În cazul grinzilor şi plăcilor altele decât planşeele dală, de deschidere mai mare de 7 m, pe care sunt rezemaţi pereţi despărţitori care pot fi deterioraţi dacă săgeţile sunt excesive, valorile l/d indicate de expresia (7.16) se multiplică cu $7/l_{eff}$.

În cazul planşeelor dală pentru care cea mai mare deschidere este mai mare decât 8,50 m şi pe care sunt rezemaţi pereţi despărţitori care pot fi deterioraţi dacă săgeţile sunt valorile l/d indicate de expresia (7.16) se multiplică cu $8.5/l_{eff}$.

5.3.4.c.2 Calculul deformaţiilor sub efectul cumulat al încărcării şi contracţiei prin metoda de calcul direct simplificat

- **Caracteristici geometrice în stadiul I (fisurare)**

$$x_I = x_u = \frac{A_{s2} \cdot a_s \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot d_s \cdot \alpha_e + \frac{b_f \cdot h_p^2}{2}}{A_{s1} \cdot \alpha_e + A_{s2} \cdot \alpha_e + b_f \cdot h_p} =$$

$$= \frac{251 \cdot 32 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot 118 \cdot 6{,}451 + \frac{1000 \cdot 150^2}{2}}{0 \cdot 6{,}451 + 251 \cdot 6{,}451 + 1000 \cdot 150} = 74{,}54\ mm$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{31000} = 6{,}451$$

$$I_u = I_I = \frac{b_f \cdot h_p^3}{12} + b_f \cdot h_p \cdot \left(x_I - \frac{h_p}{2}\right)^2 + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (d_i - x_I)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_I - a_s)^2 =$$

$$I_u = I_I = \frac{1000 \cdot 150^3}{12} + 1000 \cdot 150 \cdot \left(74{,}54 - \frac{150}{2}\right)^2 +$$

$$6{,}451 \cdot 251 \cdot (126 - 74{,}54)^2 + 6{,}451 \cdot 0 \cdot (74{,}54 - 32)^2 = 285569597\ mm^4$$

- **Caracteristici geometrice în stadiul II (curgere)**

$$x_{II} = \frac{\{[A_{s2} \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot (\alpha_e - 1)]^2 + 2 \cdot b_f \cdot [(A_{s2} \cdot d_i \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot a_s \cdot (\alpha_e - 1))]\}^{0.5}}{b_f} -$$

$$\frac{A_{s2} \cdot \alpha_e + A_{s1} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_f} =$$

$$x_{II} = \frac{\{[251 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot (6{,}451 - 1)]^2\}^{0{,}5}}{1000} +$$

$$\frac{\{2 \cdot 1000 \cdot [(251 \cdot 118 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot 24 \cdot (6{,}451 - 1))]\}^{0{,}5}}{1000} -$$

$$\frac{251 \cdot 6{,}451 + 0 \cdot (6{,}451 - 1)}{1000} = 17{,}92\ mm$$

$$I_{cr} = I_{II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (d_s - x_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s1} \cdot (a_s - x_{II})^2 =$$

$$I_{cr} = \frac{1000 \cdot 17{,}92^3}{3} + 6{,}451 \cdot 251 \cdot (118 - 17{,}92)^2 +$$

$$+(6{,}451 - 1) \cdot 0 \cdot (24 - 19{,}56)^2 = 16324969{,}71\ mm^4$$

- **Calculul momentului critic**

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot I_u \cdot \frac{1}{h_p - x_u} = 2{,}56 \cdot 285569597{,}3 \cdot \frac{1}{150 - 74{,}54} \cdot 10^{-6} = \mathbf{9{,}68\ kNm}$$

- **Calculul coeficientului de distribuţie, care ţine seama de participarea betonului întins în secţiune**

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed,SLS}}\right)^2 \rightarrow \xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,SLS}}\right)^2$$

$$= 1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{9{,}811}{5{,}6}\right)^2 = \mathbf{-0{,}534}$$

$\beta = 1{,}00$ – pentru încărcări de scurtă durată;

***$\beta = 0{,}50$** – pentru încărcări de lungă durată sau un număr mare de cicluri de încărcare.*

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed,SLS}} \text{ se poate inlocui cu } \frac{M_{cr}}{M_{Ed,SLS}}$$

unde,

β	*coeficient care ţine seama de influenţa duratei încărcării sau de repetarea încărcării asupra deformaţiei specifice medii;*
σ_s	*efortul unitar în armăturile întinse, calculat presupunând secţiunea fisurată;*
σ_s	*efortul unitar în armăturile întinse, calculat presupunând secţiunea fisurată în condiţiile de încărcare care provoacă prima fisură.*

- **Calculul săgeţii efective**

$$f_{max} = S \cdot M_{Ed,sls} \cdot L^2 \cdot \left(\frac{1-\xi}{E_{cm} \cdot I_I} + \frac{\xi}{E_{cm} \cdot I_{II}}\right)$$

$$S = \frac{5}{48} \cdot (1 - 0{,}1 \cdot \beta) - \textit{se alege in functie de forma diagramei de moment}$$

$$= \frac{5}{48} \cdot (1 - 0{,}1 \cdot 2{,}14) = 0{,}081875$$

$$\beta = \frac{|M_a + M_b|}{M_b} = \frac{|M_{Ed,r.st,SLS} + M_{Ed,r.dr,SLS}|}{M_{Ed,SLS}} = \frac{|9+3|}{5{,}6} = 2{,}14$$

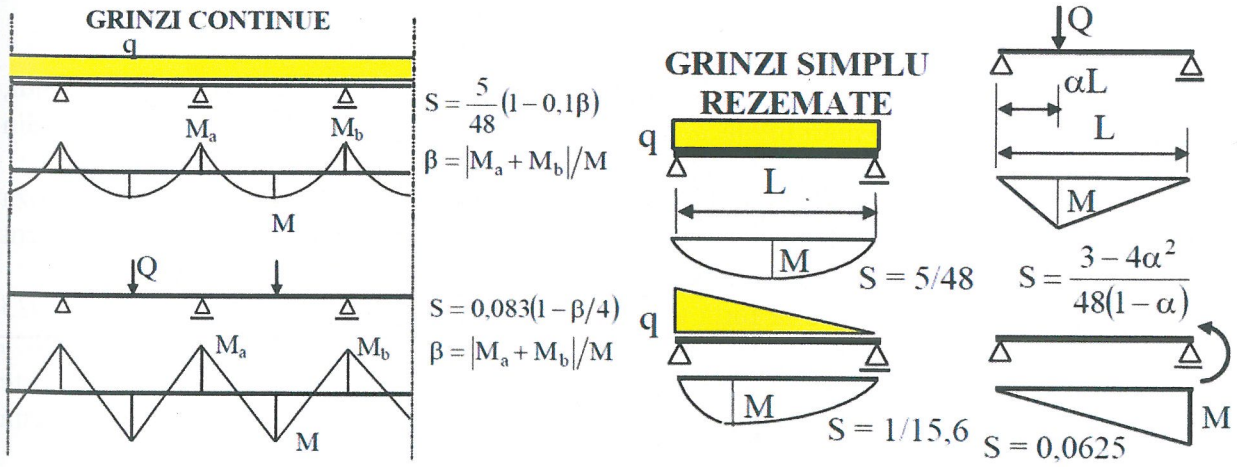
$$f_{max} = 0{,}081875 \cdot 5{,}6 \cdot 10^6 \cdot 5600^2 \cdot \left(\frac{1-0}{31000 \cdot 285569597} + \frac{0}{31000 \cdot 285569597}\right) =$$

$$f_{max} = 0{,}081875 \cdot 5{,}6 \cdot 10^6 \cdot 5600^2 \cdot 1{,}129 \cdot 10^{-13} = 1{,}62\ mm$$

$$\boldsymbol{f_{max} = 1{,}62\ mm}$$

- **Calculul săgeţii admisibile**

$$\boldsymbol{f_{adm} = \frac{L - b_w}{250} - \frac{6000 - 400}{250} = 22{,}4\ mm \geq f_{max} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$



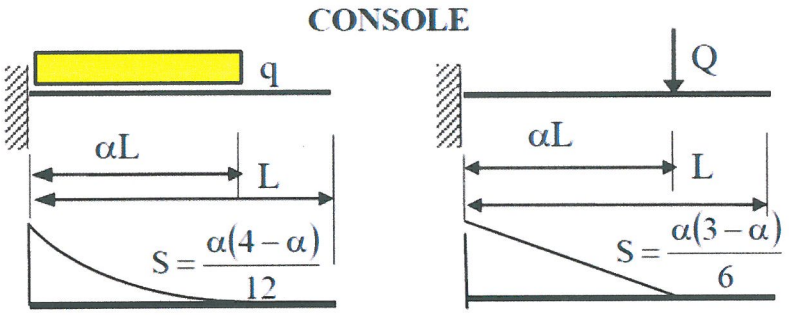


Fig. 5.32 – Determinarea momentului static *S* în funcţie de forma diagramei de moment încovoietor

> ***Conform SR EN 1992-1-1:2004***
> ***Paragraful 7.4.1***
> *(4) Aspectul şi funcţionalitatea generală a structurii sunt susceptibile să fie alterate când săgeata calculată a unei grinzi, plăci sau console supusă la încărcări cvasi-permanente este mai mare decât l/250, în care l reprezintă deschiderea. Săgeata este evaluată faţă de reazemele adiacente. Poate fi prevăzută o contrasăgeată pentru a compensa în parte sau în totalitate deformaţia; totuşi, aceasta nu trebuie să depăşească în general o limită mai mare de l/250.*
> *(5) Trebuie limitate deformaţiile susceptibile să deterioreze elementele structurale vecine elementului considerat. Pentru deformaţia după execuţie, l/500 reprezintă în mod normal o limită adecvată pentru încărcări cvasipermanente. Pot fi avut în vedere alte limite, în funcţie de sensibilitatea elementelor vecine.*

5.3.5 Verificarea îndeplinirii condiţiei de diafragmă orizontală rigidă

Calculul planşeelor ca diafragmă orizontală rigidă este prevăzut în *„Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat" Indicativ CR2 -1 – 1.1/2022* şi în general această verificare este necesară la planşeele structurilor cu pereţi din beton armat.

Această verificare este necesară pentru a ne asigura că rigiditatea planşeelor este suficient de mare în comparaţie cu rigiditatea elementelor verticale (stâlpi şi pereţi). Planşeele trebuie dimensionate în domeniul elastic, deoarece dacă acestea cedează nu mai pot asigura rolul de şaibă rigidă şi prin urmare comportarea construcţiei va fi diferită.

Transmiterea forţelor orizontale în planul planşeului *(conform CR2 – 1 – 1.1/2022)* la structuri cu pereţi din beton armat se poate face astfel:

- Prin compresiune directă pe capătul peretelui *(mecanismul 1)*;
- Prin armături întinse care *colectează* forţele distribuite pe inima grinzilor pereţilor (a planşeului – diafragmă orizontală) aferente *(mecanismul 2)*;
- Prin lunecări între inima peretelui şi diafragmă *(mecanismul 3)*.

În cadrul structurilor pe cadre, în general, nu este necesară nici o verificarea a planşeului, însă dacă sunt prevăzute goluri mari în placă, grosimea plăcii este redusă şi calitatea betonului din placă este slabă, poate apărea situaţii în care această verificare este necesară.

Vom realiza verificarea planşeului utilizând programul *ETABS*. Pentru a putea realiza verificare cu programul *ETABS*, sau alte programe, este necesar ca placa să fie definită ca element de tip *shell* şi diafragmele să fie definite *semirigide*.

Verificarea plăcii se va face la forţă tăietoare în planul ei. *Conform CR 2 – 1 – 1.1/2013* dimensionarea plăcii la încovoiere şi forţele din planul său se facea utilizând valorile reduse cu 20% ale rezistenţelor betonului şi otelului, însă în *CR 2 – 1 – 1.1/2022* această prevedere nu mai este prevazută, pentru a avea o marjă de siguranţă mai ridicată se poate utiliza în continuare această reducere.

Valorile eforturilor din plăci se obţin direct din programul de calcul, iar în cazul programului *ETABS* sunt cele indicate în figurile *figura 5.33* şi *figura 5.34*.

- **Forţa tăietoare efectivă**

  $V_{Ed} = 11\ N/mm$

- **Calculul forţei tăietoare capabile**

  $V_{Rd1-2} = 0{,}8 \cdot f_{ctd} \cdot h_p = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 150 = 144\ N/mm$

- **Calculul suprarezistenţei**

  $$\Omega = \frac{V_{Rd1-2}}{V_{Ed}} = \frac{144}{11} = \mathbf{13{,}09}$$

- ***Calculul eficienţei***

  $$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd1-2}} = \frac{11}{144} = 0{,}076 < 1\ se\ verifica$$

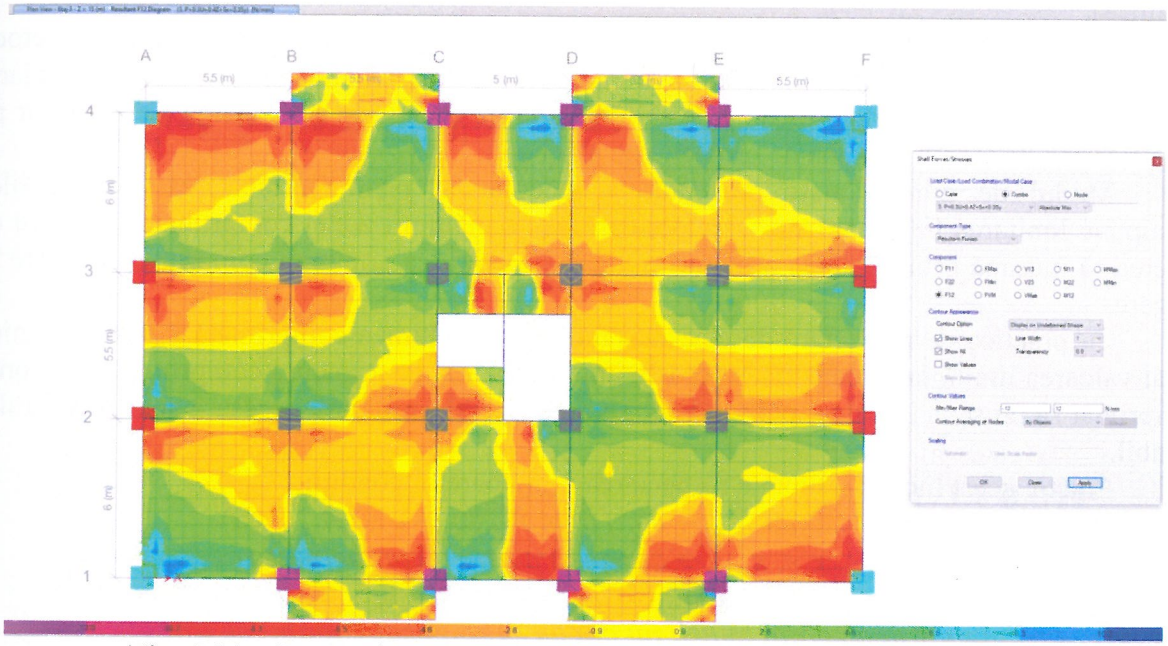


Fig. 5.33 – Forţe tăietoare în planul plăcii – seism aplicat pe direcţia Y

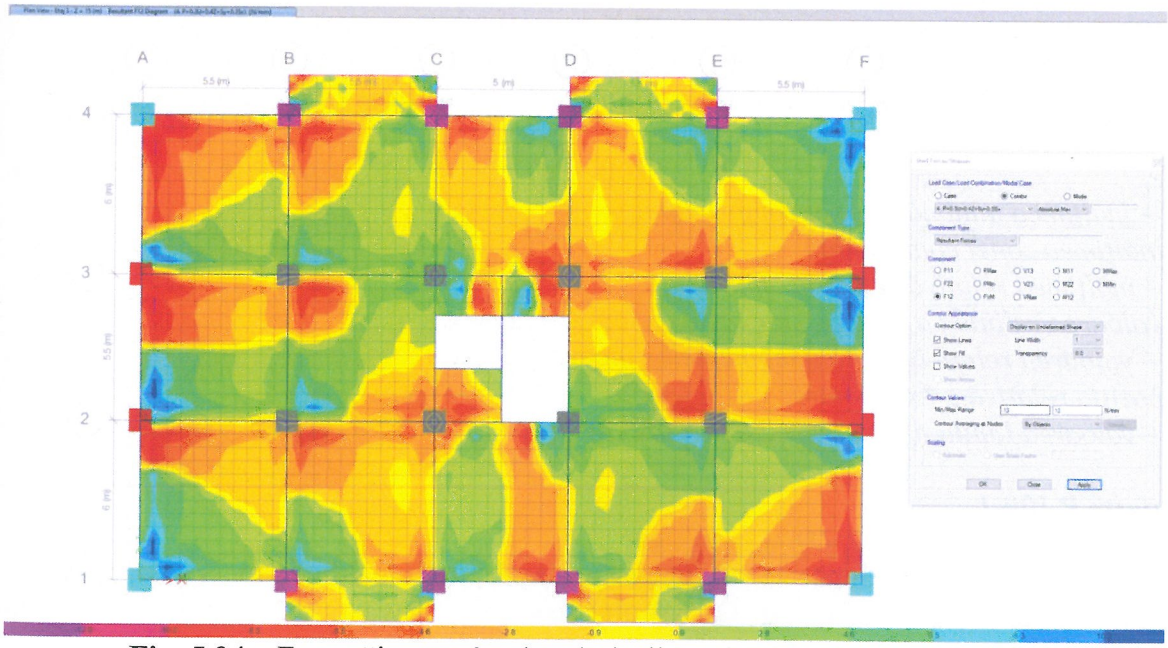


Fig. 5.34 – Forţe tăietoare în planul plăcii – seism aplicat pe direcţia X

5.4 DIMENSIONREA GRINZILOR DUBLU ARMATE

Se consideră grindă dublu armată, grinda prevăzută cu armătură la ambele feţe, conform *figura 5.35*.

Secţiunile dublu armate se utilizează în următoarele situaţii:

- Atunci când secţiunea grinzii este insuficientă în varianta de armare simplă şi nu poate fi mărită, din considerente constructive sau arhitecturale;
- Grinzi supuse la solicitări alternante de încovoiere;
- Grinzile cadrelor în zonele seismice;
- Grinzile continue în secţiunile de reazem.

Valorile maxime ale momentelor încovoietoare de proiectare pentru grinzi se obţin din înfăşurătoarea combinaţiilor de încărcări pentru starea limită ultimă (grupare fundamentală şi/sau seismică).

Calculul de dimensionarea preliminar al ariilor de armătură se va face prin metoda simplificată care nu ţine cont de rezistenţa la întindere a betonului şi de armăturile intermediare. Metoda simplificată de calcul presupune scrierea a două ecuaţii de echivalenţă a eforturilor pe secţiune: una de moment şi una de proiecţie pe axa barei.

Modul de dimensionare prezentat şi recomandat pentru proiectarea construcţiilor presupune limitarea inferioară x_{min} şi superioară x_{lim} a înălţimii zonei comprimate x, pentru ca ruperea să înceapă prin curgerea armăturii întinse şi pentru ca armătura comprimată să intre în curgere.

În practica de proiectare de cele mai multe ori înălţimea comprimată x este mai mică decât valoarea limită inferioară x_{min}. Aceasta impune ca aria de armătură comprimată şi betonul comprimat să nu se ia în calcul pentru determinarea ariei de armătură necesară şi a momentului capabil.

Practic acest lucru presupune respectarea următoarelor condiţii:

$$x_u = x < 0{,}25 \cdot h_w - conform\ P\ 100 - 1\ 5.3.4.1.2\ (5)$$

$$x_{min} < x < x_{lim} \rightarrow curge\ armatura\ comprimata$$

$$x < x_{min} \rightarrow armatura\ comprimata\ nu\ curge$$

$$x > x_{lim} \rightarrow armatura\ comprimata\ nu\ curge, momentul\ capabil\ se\ limiteaza \rightarrow \mu = \mu_{lim}$$

$$\mu \leq \mu_{lim}$$

$$\xi \leq \xi_{lim}$$

$$\xi \leq \xi_{min} \rightarrow armatura\ comprimata\ nu\ ajunge\ la\ curgere$$

unde,

x_{min} – *înălţimea minimă a zonei comprimate;*

x – *înălţimea zonei comprimate;*

x_{lim} – *înălţimea relativă a zonei comprimate;*

μ – *valoarea relativă a momentelor încovoietoare;*

μ_{lim} – *valoarea relativă limită a momentelor încovoietoare;*

ξ – *poziţia relativă a axei neutre;*

ξ_{lim} – *valoarea limită a poziţiei relative a axei neutre.*

Conform P 100-1

Paragraful 5.3.4.1.2. (5)

Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălţimea zonei comprimate x_u să nu depăşească valoarea de *0,25d*. La calculul valorii x_u se va ţine seama şi de contribuţia armăturilor din zona comprimată.

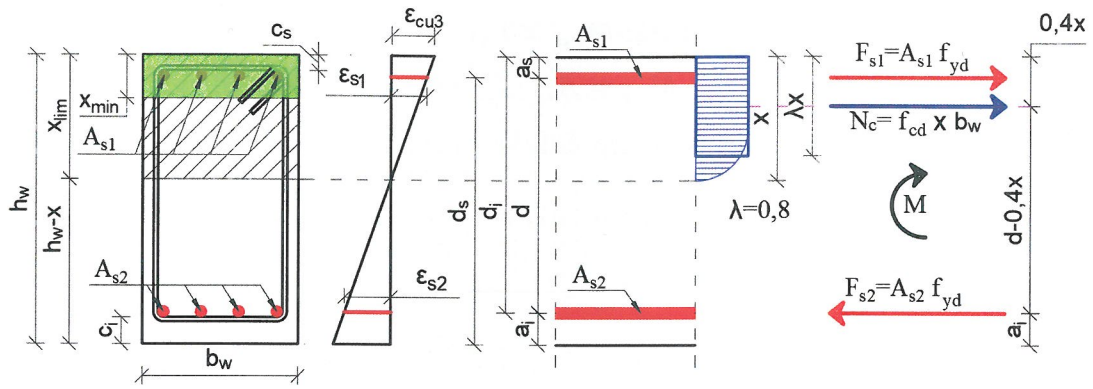


Fig. 5.35 – Schema de calcul pentru secţiuni dreptunghiulară dublu armate

- **Pentru oţel B500C şi beton de clasă ≤C50/60**

$$x_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot a_s = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} \cdot a_s = \mathbf{2{,}64 \cdot a_s}$$

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{f_{yd}}} \cdot d_i = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} \cdot d_i = \mathbf{0{,}617 \cdot d_i}$$

$$\xi_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} = \mathbf{2{,}64}$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} = \mathbf{0{,}617}$$

$$\mu_{lim} = 0{,}8 \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi_{lim}) = 0{,}8 \cdot 0{,}617 \cdot (1 - 0{,}4 \cdot 0{,}617) = \mathbf{0{,}371}$$

- **Ecuaţia de proiecţie: $F_{s2} = N_c + F_{s1}$**

$$A_{s2} \cdot f_{yd} = 0{,}8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot f_{yd} \rightarrow$$

$$x = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd}}{0{,}8 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{(A_{s2} - A_{s1})}{0{,}8 \cdot b_w \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} = 1{,}25 \cdot \frac{(A_{s2} - A_{s1})}{b_w \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd}$$

- **Ecuaţia de momente: $M_{Ed} = N_c \cdot (d - 0{,}4 \cdot x) + F_{s1} \cdot d$**

$$M_{Ed} = 0{,}8 \cdot x \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot (d_i - 0{,}4 \cdot x) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d_i - a_s)$$

$$\xi = x \cdot d_i \rightarrow x = \frac{\xi}{d_i}$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = 0{,}8 \cdot b_w \cdot \frac{\xi}{d_i} \cdot f_{cd} \cdot \left(d_i - 0{,}4 \cdot \frac{\xi}{d}\right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d_i - a_s)$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = b_w \cdot d_i^2 \cdot f_{cd} \cdot 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d_i - a_s)$$

$$\mu = 0{,}8 \cdot \xi \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi)$$

$$\downarrow$$

$$M_{Ed} = b_w \cdot d_i^2 \cdot f_{cd} \cdot \mu + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (d_i - a_s)$$

- **Ecuaţia de momente simplificată:** $M_{Ed} = F_{s1} \cdot d$

$$M_{Ed} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot d$$

- **Ariile de armătură şi momentele capabile se vor calcula în funcţie de poziţia axei netru astfel:**
  - **Secţiune de reazem – momement pozitiv (partea inferioară) dacă** $x < x_{min}$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d}$$

$$M_{Rd} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot d$$

sau

$$M_{Rd} = b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(d_s - \frac{x_u}{2}\right)$$

  - **Secţiune de reazem – momement negativ (partea superioară) dacă** $x < x_{min}$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d}$$

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot d$$

sau

$$M_{Rd} = b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(d_i - \frac{x_u}{2}\right)$$

  - **Secţiune de reazem – momement negativ (partea superioară) dacă** $x > x_{min}$

$$A_{s1} = \frac{b_w \cdot x \cdot f_{cd}}{f_{yd}} + A_{s1}$$

$$M_{Rd} = b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \left(d_i - \frac{x_u}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot d$$

unde,

$$x_u = d_i \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed} - A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot d}{b_w \cdot d_i^2 \cdot f_{cd}}}\right) - \textit{pentru dimensionare}$$

$$x_u = \frac{(A_{s2} - A_{s1})}{b_w \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} - \textit{pentru verificarea inaltimii zonei comprimate}$$

Pentru calculul armăturii de la partea superioară grinda se consideră cu secţiune dreptunghiulară, zona comprimată fiind dispusă la partea inferioară, conform *figurii 5.36.*

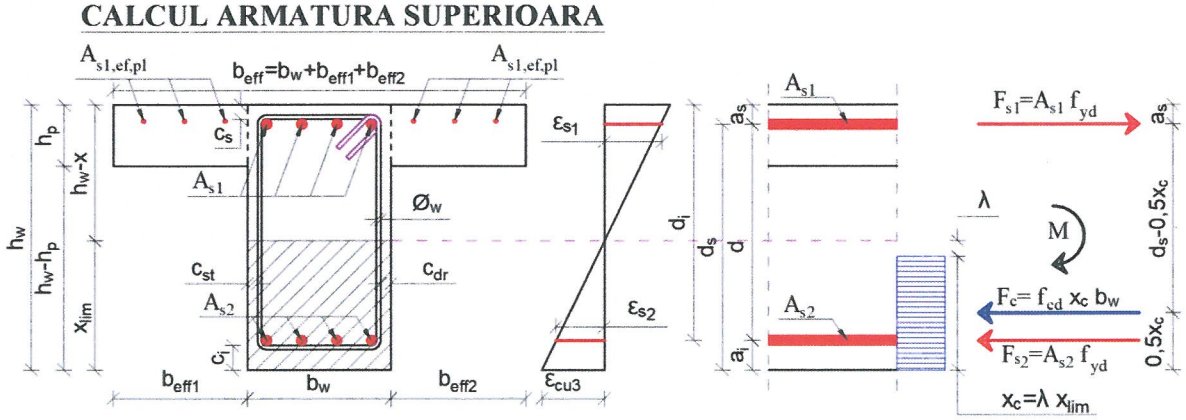


Fig. 5.36 – Schema de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea superioară

Pentru calculul armăturii de la partea inferioară grinda se consideră cu secţiune dreptunghiulară cu lăţimea b_{eff}, zona comprimată fiind dispusă la partea superioară, conform *figurii 5.37*. Această ipoteză este valabilă dacă înălţimea zonei comprimate este mai mică decât grosimea plăcii. Dacă această condiţie nu este îndeplinită calculul se va face prin compunerea ariei comprimate din grindă (cu laţimea b_w şi înălţimea zonei comprimate rezultate) şi secţiunea din placă cu lăţimea b_{eff} şi înălţimea zonei comprimate egale cu înălţimea plăcii. Situaţia în care înălţimea zonei comprimate este mai mare decât înălţimea plăcii este mai rar întâlnită în proiectarea curentă. În calcul se vor utiliza notaţiile din *figura 5.36* şi *figura 5.37*.

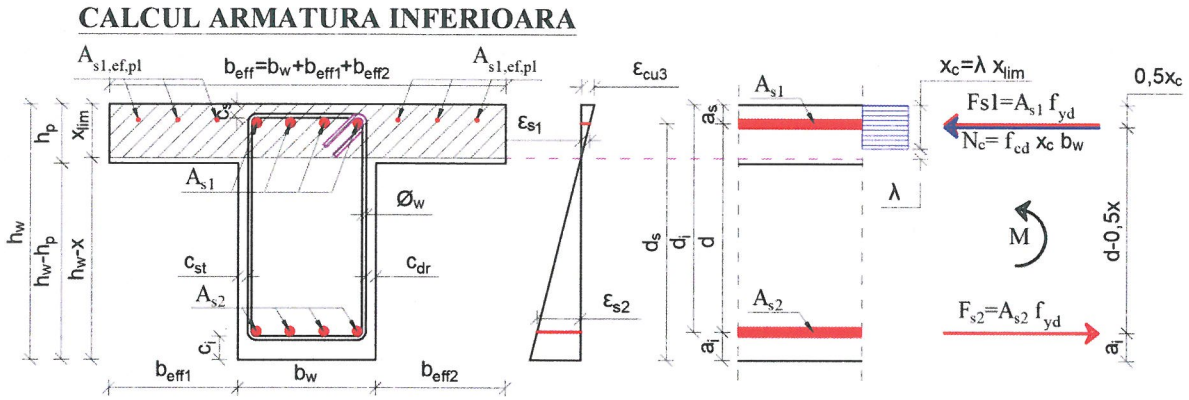


Fig. 5.37 – Schema de calcul pentru dimensionarea armăturilor de la partea inferioară

unde,

c_s	*acoperirea cu beton de calcul de la partea superioară;*
c_i	*acoperirea cu beton de calcul de la partea inferioară;*
c_{st}	*acoperirea cu beton de calcul pe partea stângă a grinzii;*
c_{st}	*acoperirea cu beton de calcul pe partea dreaptă a grinzii;*
a_s	*distanţa de la faţa betonului până în axul barelor longitudinale de la partea superioară;*
a_i	*distanţa de la faţa betonului până în axul barelor longitudinale de la partea inferioară;*
A_{s1}	*aria de armătură de la partea superioară;*
A_{s2}	*aria de armătură de la partea inferioară.*

Acoperirea de beton de la partea superioară sau inferioară, la alegerea proiectantului, se va majora cu diametrul maxim al barelor de pe direcţia perpendiculară. În cazul de faţă se consideră o acoperire cu beton mai mare pentru barele de la partea înferioară, rezultând următoarele valori de calcul ale acoperirilor cu beton:

$$c_s = c_{nom} + \emptyset_{sw} = 25 + 10 = 35mm$$

$$c_i = c_{nom} + \emptyset_{sl} + \emptyset_{sw} = 25 + 25 + 10 = 60\ mm$$

În calcul inginerul proiectant trebuie să impună pe baza experienţei un diametru al barelor longitudinale şi transversale. După verificarea prin calcul dacă este necesar se reia calcul acoperirilor de calcul cu beton cu noile diametre, acest lucru implicând un calcul iterativ. În cazul de faţă s-a impus diametrul de 25 mm.

$$a_s = c_s + \frac{\emptyset_{sl}}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47{,}5\ mm$$

$$a_i = c_i + \frac{\emptyset_{sl}}{2} = 60 + \frac{25}{2} = 72{,}5\ mm$$

$$d_s = h_w - a_s = 700 - 47{,}5 = 652{,}5\ mm$$

$$d_i = h_w - a_i = 700 - 72{,}5 = 627{,}5\ mm$$

$$d = h_w - a_s - a_i = 700 - 47{,}5 - 72{,}5 = 580\ mm$$

5.4.1 Calculul stratului de acoperire cu beton

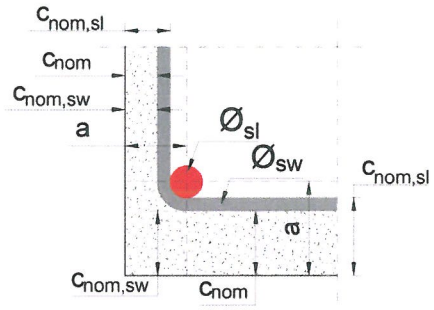


Fig. 5.38 – Stratul de acoperire cu beton

unde,

$c_{nom,sl}$	*acoperirea cu beton nominală pentru armătura longitudinală;*
$c_{nom,sw}$	*acoperirea cu beton nominală pentru armătura transversală (etrieri);*
a	*acoperirea cu beton minimă din condiţii de rezistenţă la foc;*
$\emptyset_{sl}$	*diametrul maxim al armăturii longitudinale;*
$\emptyset_{sw}$	*diametrul armăturii transversale.*

Stratul de acoperire cu beton reprezintă distanţa dintre suprafaţa exterioară a armăturii şi suprafaţa betonului. Stratul de acoperire cu beton trebuie să asigure:

- conclucrarea dintre armătura de rezistenţă şi beton în toate stadiile de lucru;
- protecţia armăturii împotriva coroziunii;
- rezistenţa la foc.

- ***Calculul acoperirii nominale pentru armarea longitudinală***

Acoperirea de beton c_{nom} se defineşte *conform SR EN 1992-1-1:2004* ca suma dintre acoperirea minimă c_{min} şi o distanţă suplimentară datorată toleranţelor de execuţie (Δc_{dev}).

$$c_{nom,sl} = c_{min,sl} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = \mathbf{35mm}$$

unde,

c_{nom}	*acoperirea cu beton nominală;*
c_{min}	*acoperirea cu beton minimă;*
Δc_{dev}	*toleranţa admisibilă.*

$$c_{min,sl} = max\begin{Bmatrix} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10\ mm \end{Bmatrix}$$

$$c_{min,sl} = max\begin{Bmatrix} 25\ mm \\ 15 + 0 - 0 - 0 = 15mm \rightarrow c_{min,sl} = \mathbf{25\ mm} \\ 10\ mm \end{Bmatrix}$$

unde,

$c_{min,sl}$	*acoperirea minimă datorată condiţiilor de aderenţă;*
$c_{min,dur}$	*acoperirea minimă datorată condiţiilor de mediu;*
$c_{dur,y}$	*coeficient suplimentar de siguranţă;*
$c_{dur,st}$	*coeficient de reducere minimă datorită folosirii oţelurilor inoxidabile.*

Acoperirea minimă datorată condiţiilor de aderenţă se calculează în funcţie de diametrul barei şi diametrul agregatelor. Diametrul impus al barei este de 25 mm iar diametrul maxim al agregatelor este 16 mm. Conform *Anexei IX tabelul A.IX.1* valoarea $c_{min,b}$ este:

$$c_{min,b} = \mathbf{25\ mm}\ \textit{(egal cu diametrul barei individuale)}$$

Valorile acoperii minime din condiţii de aderanţă se calculează în funcţie de clasa structurală, notată cu *S*, şi clasa de expunere a clădirii determinată conform *Anexa V tabelul A.V.2.* Clasa structuri recomandată pentru o durată de utilizare din proiect egală cu 50 de ani este S4.

În funcţie de aceşti doi parametri se poate determina valoarea minimă a acoperirii cu beton din condiţii de mediu. Valoarea minimă se determină din *Anexa IX tabelul A.IX.2.*

$$\begin{matrix} Clasa\ structura: S4 \\ Clasa\ de\ expunere: XC1 \end{matrix} \rightarrow c_{min,dur} = \mathbf{25\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 punctul 4.4.1.2.(6) valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranţă este:

$$c_{dur,y} = \mathbf{0\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 punctul 4.4.1.2.(7) valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranţă este:

$$c_{dur,st} = \mathbf{0\ mm}$$

Conform Anexei naţionale din SR EN 1992-1-1:2004 punctul 4.4.1.2.(8) valoarea recomandată a coeficientului de reducere este:

$$c_{dur,add} = \mathbf{0\ mm}$$

Atunci <u>când se utilizează un sistem de asigurare a calităţii în care supravegherea include măsurarea acoperirii</u>, este posibil să se reducă marja de calcul pentru toleranţele de execuţie astfel încât:

$$10\ mm \geq \Delta c_{dev} \geq 5\ mm \rightarrow \Delta c_{dev} = \mathbf{10\ mm}$$

- ***Calculul acoperirii nominale pentru armarea transversală***

$$c_{nom,sw} = c_{min,sw} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = \mathbf{25mm}$$

$$c_{min,sw} = max\begin{cases} 10\ mm \\ 15 + 0 - 0 - 0 = 15mm \rightarrow c_{min,sw} = \mathbf{15\ mm} \\ 10\ mm \end{cases}$$

$c_{min,b} = \mathbf{10\ mm}$ *(egal cu diametrul barei individuale)*

$$\begin{matrix} Clasa\ structura: S4 \\ Clasa\ de\ expunere: XC1 \end{matrix} \rightarrow c_{min,dur} = \mathbf{15\ mm}$$

$c_{dur,y} = \mathbf{0\ mm}$

$c_{dur,st} = \mathbf{0\ mm}$

$c_{dur,add} = \mathbf{0\ mm}$

- ***Verificarea acoperiri cu beton pentru barele longitudinale din condiţii de rezistenţă la foc***

Conform *Anexa VI tabelul A.VI.1.*valoarea minimă de la faţa betonului până în axul barei orizontale, notată cu *a* în *figura 5.38*, se determină în funcţie de lăţimea grinzii şi gradul de rezistenţă la foc. În relaţia de mai jos se determină valoarea minimă conform celor doi parametri.

$$\overset{R90}{b_w = 400} \rightarrow a_{min} = \mathbf{25\ mm}$$

Acoperirea cu beton *a* pentru barele longitudinale din condiţia de rezistenţă la foc se determină astfel:

$$a_{min} \leq a_{ef} = c_{nom,sl} + \frac{\emptyset_{sl}}{2}$$

$$\rightarrow 25 \leq 35 + \frac{25}{2} \rightarrow \mathbf{25 \leq 47,5} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

5.4.2 Dimensionarea la stare limită ultimă

5.4.2.a Dimensionarea armăturilor longitudinale

5.4.2.a.1 Determinarea momentelor încovoietoare de calcul

Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obţinute direct din calculul structural din gruparea fundamentală şi cea seismică. Valorile eforturile de calcul M_{Ed} s-au calculat automat cu programul *ETABS* .

În *figura 5.39* este prezentată grinda analizată în calcul. Algoritmul de calcul se va prezenta detaliat pentru grinda cuprinsă în axul 3, peste parter, între nodurile C şi D, pentru restul nodurilor calculul utilizând foi de calcul în *EXCEL* utilzând algoritmul de calcul prezentat.

Eforturile maxime obţinute din grupările fundamentale şi seismice sunt prezentate în *figura 5.40*. Eforturile de calcul pentru grinda calculată manual sunt prezentate detaliat în *figurile 5.41* şi *5.42*.

Momentele încovoietoare de calcul M_{Ed} la partea superioară şi inferioară sunt:

$M_{Ed,r.sup.} = \mathbf{631,88\ kNm}$ – *moment maxim în reazem la partea superioară*

$M_{Ed,r.inf.} = \mathbf{505,53\ kNm}$ – *moment maxim în reazem la partea înferioară*

Momentelor încovoietoare de calcul M_{Ed} la partea superioară şi inferioară sunt:

$M_{Ed,c.inf} = \mathbf{91,04\ kNm}$ – *moment maxim în câmp la partea inferioară*

$M_{Ed,c.sup} = \mathbf{0,00\ kNm}$ – *moment maxim în câmp la partea superioară*

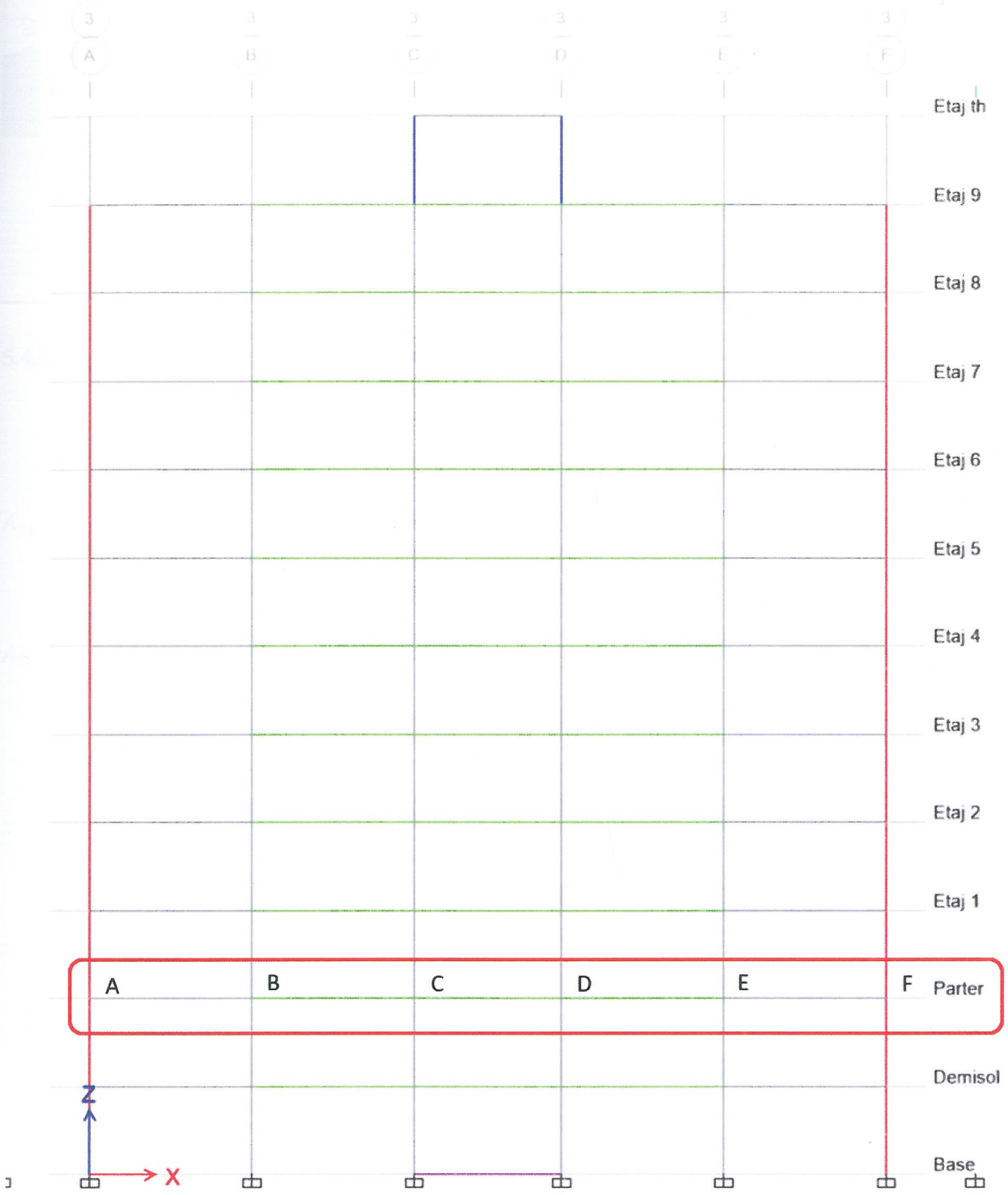


Fig. 5.39 – Localizare grindă analizată – grinda ax 3 peste parter

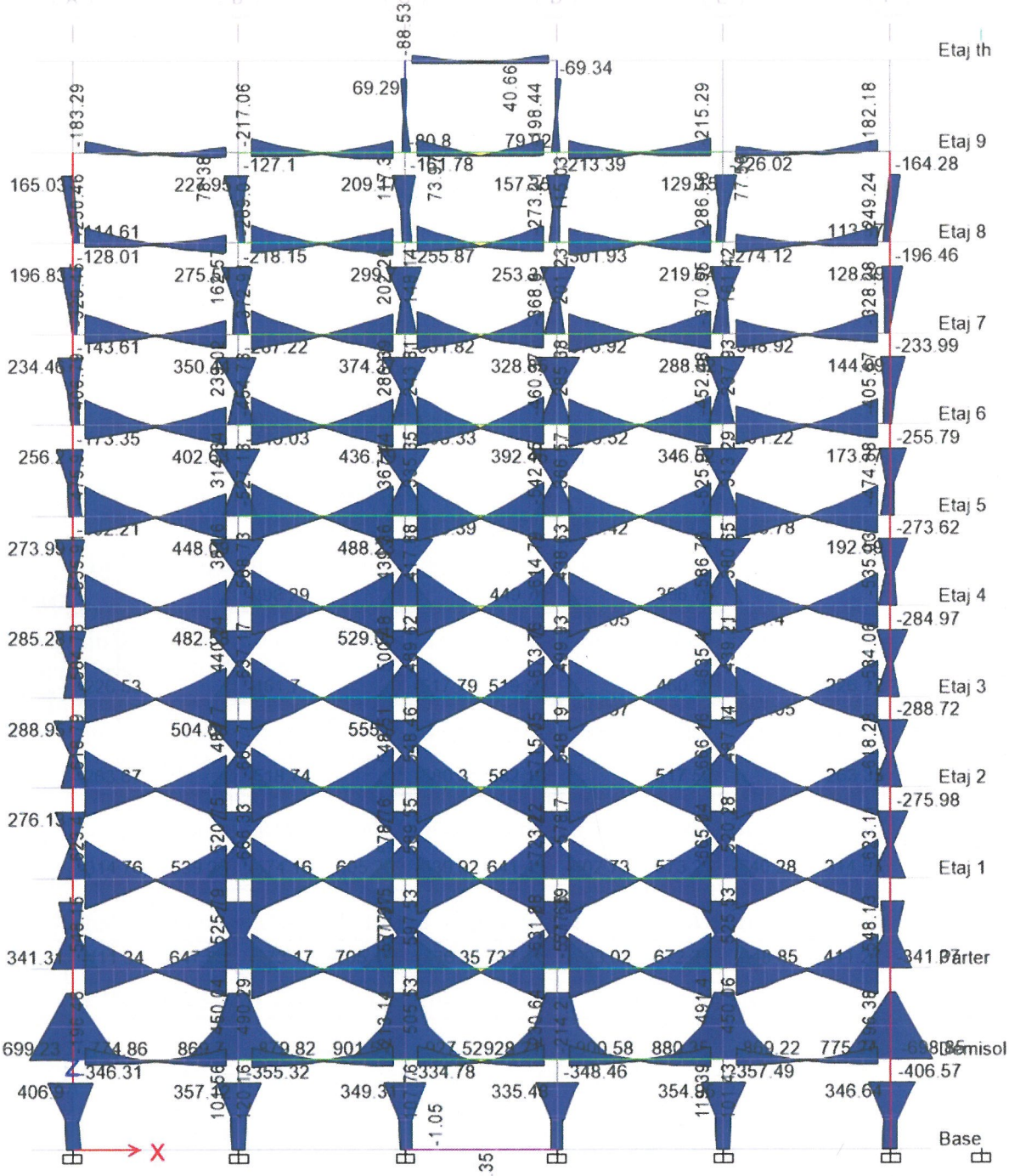


Fig. 5.40 – Diagrama de momente încovoietoare ax 3-3 şi eforturi de calcul M_{Ed} înfăşurătoare GF+GS

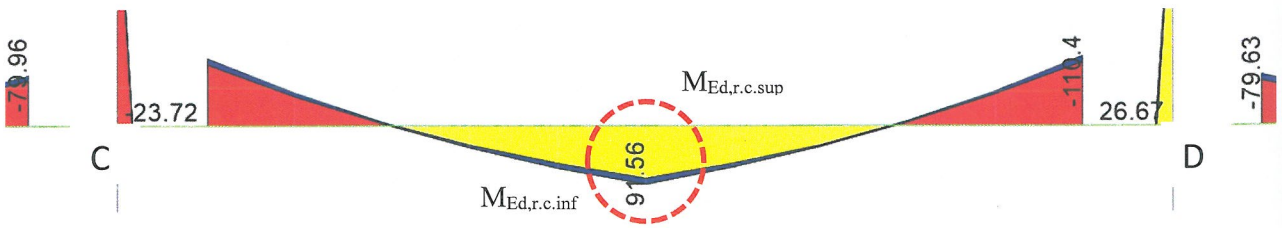


Fig. 5.41 – Momente încovoietoare maxime din gruparea fundamentală [GF]

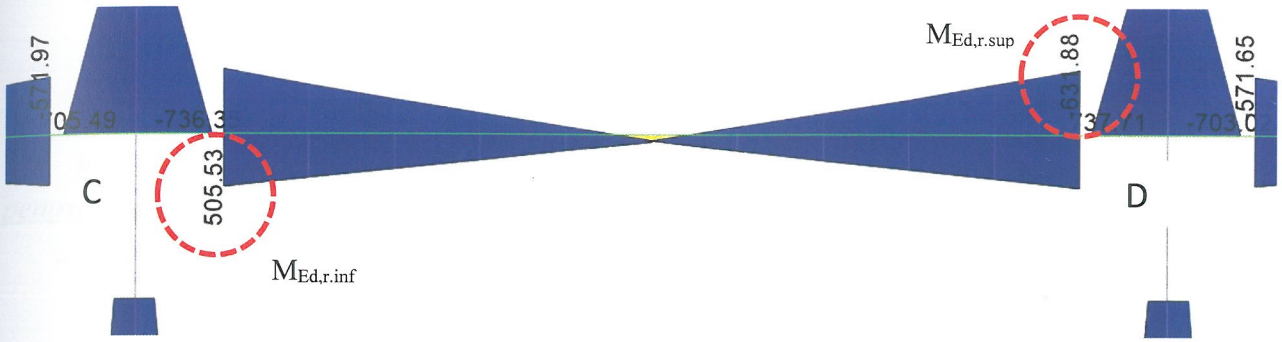


Fig. 5.42 – Momente încovoietoare maxime din gruparea seismică [GS]

5.4.2.a.2 Predimensionarea ariilor de armătură longitudinală de la partea superioară şi inferioară utilizând abordarea simplificată de calcul

➢ ***Calculul preliminar (predimensionare) al ariilor de armătură cu neglijarea armături din zona comprimată şi a betonului din zona comprimată şi cea fisurată***

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed,r.sup.}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{631{,}88 \cdot 10^6}{435 \cdot 580} = 2500{,}99\ mm^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \mathbf{3\emptyset 25 + 2\emptyset 20\ cm\ cu\ A_{s1,eff} = 2545\ mm^2}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed,r.inf.}}{f_{yd} \cdot d} = \frac{505{,}53 \cdot 10^6}{435 \cdot 580} = 2003{,}56\ mm^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \mathbf{2\emptyset 25 + 3\emptyset 22\ cm\ cu\ A_{s1,eff} = 2121\ mm^2}$$

➢ ***Predimensionarea înălţimii zonei comprimate***

$$x = \frac{(A_{s1} - A_{s2})}{b_w \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} = \frac{(2545 - 2121)}{400 \cdot 16{,}67} \cdot 435 = \mathbf{27{,}66\ mm} < x_{min}$$

$$x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 72{,}5 = 191{,}4\ mm$$

$$x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 652{,}5 = 402{,}59\ \text{mm}$$

$x < x_{min} \rightarrow$ ***– armatura comprimata nu curge***
– nu se conteaza pe armatura comprimata si betonul comprimat

5.4.2.a.3 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea superioară – pe reazem

➢ ***Se presupune următoarea condiţie ce se va verifica prin calcul:***

$\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}223 \leq 0{,}371} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$\xi \leq \xi_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}26 \leq 0{,}617} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

➢ ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed,r.sup.}}{b_w \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = \frac{631{,}88 \cdot 10^6}{400 \cdot 652{,}5^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}223$$

➢ ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}223} = 0{,}255$$

➢ ***Calculul înălţimii zonei comprimate***

$$\left.\begin{array}{l} x = d_s \cdot \omega_s = 652{,}5 \cdot 0{,}255 = 166{,}38\ mm \\ x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 72{,}5 = 191{,}4\ mm \\ x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 652{,}5 = 402{,}5\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \begin{array}{c} x < x_{min} < x_{lim} \\ x < h_p \end{array}$$

→ ***armătura comprimată nu ajunge la curgere***

→ ***se dimensionează ca o secţiune dreptunghiulară***

➢ ***Verificarea înălţimii zonei comprimate conform P100-1***

- Verificare condiţie de ductilitate locală conform *P 100-1 5.3.4.1.2. (5)*

$x_{u\,ef} \leq x_{u\,lim} \rightarrow \mathbf{31,37\ mm \leq 163,12\ mm}$ → ***condiţie îndeplinită***

$$x_{u\,lim} = 0{,}25 \cdot d_s = 0{,}25 \cdot 652{,}5 = 163{,}12\ mm$$

- ***Varianta 1***

$$x_{u\,ef} = d_s \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed,r.sup.} - A_{s2,ef} \cdot f_{yd} \cdot d}{b_w \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}}}\right) =$$

$$= 652{,}5 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{631{,}88 \cdot 10^6 - 1923 \cdot 435 \cdot 580}{400 \cdot 652{,}5^2 \cdot 16{,}67}}\right) =$$

$$= 652{,}5 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0{,}103353}\right) = 34{,}63\ mm$$

- ***Varianta 2 – varianta simplificată***

$$x_{u\,ef} = \frac{\left(A_{s1,ef} - A_{s2,ef}\right) \cdot f_{yd}}{b_w \cdot f_{cd}} = \frac{(2602 - 2121) \cdot 435}{400 \cdot 16{,}67} = 31{,}37\ mm$$

Conform P100-1

Paragraful 5.3.4.1.2 (5)

Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălţimea zonei coprimate x_u să nu depăşească valoarea de *0,25d*. La calcul x_u se va ţine seama şi de contribuţia armăturilor din zona comprimată.

➢ ***Rezistenţa la moment încovoietor pur fără armătură comprimată***

$$M_{Rd,x_{lim}} = \left(d_s - \frac{0{,}8 \cdot x_{lim}}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot x_{lim} \cdot b_w \cdot f_{cd}$$

$$= \left(652{,}5 - \frac{0{,}8 \cdot 402{,}5}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot 402{,}5 \cdot 400 \cdot 16{,}67 = 1055{,}29\ kNm$$

$M_{Rd,x_{lim}} > M_{Ed,r.sup.} \rightarrow \mathbf{1055,29\ kNm > 631,88}$ → ***condiţie îndeplinită***

➢ ***Calculul ariei de armătură necesară din moment încovoietor***

$$A_{s1,nec} = x \cdot b_w \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 166{,}38 \cdot 400 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{2553\ mm^2}$$

➢ ***Calculul ariei de armătură minime în zona întinsă***

$A_{s1,min} = \max\left(A_{s1,min1}\,;\, A_{s1,min2}\,;\, A_{s1,min3}\,;\, A_{s1,min4}\,;\, A_{s1,min5}\right) = \mathbf{1061\ mm^2}$

$$A_{s1,min1} = 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_s = 0{,}5 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 400 \cdot 652{,}5 = 668{,}1\ mm^2\ [P100 - 1]$$

$A_{s1,min2} = 308\ mm^2 (2\emptyset 14)\ [P100 - 1]$

$A_{s1,min3} = A_{s2,ef} \cdot 0{,}5 = 2121 \cdot 0{,}5 = 1061\ mm^2\ [P100 - 1]$

$$A_{s1,min4} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_s = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 400 \cdot 652{,}5 = 347{,}4\ mm^2\ [EC2]$$

$$A_{s1,min5} = 0{,}0013 \cdot b_w \cdot d_s = 0{,}0013 \cdot 400 \cdot 652{,}5 = 339{,}3\ mm^2\ [EC2]$$

Relațiile pentru $A_{s1,min4}$ și $A_{si,min\ 5}$ se aplică doar pentru grinzi secundare, nu sunt valabile pentru grinzi care preiau acțiunea seismică, fiind trecute doar cu titlu informativ.

➢ ***Calculul ariei de armătură efective***

- *Calculul ariei de armătură din placă*

Din aria de armătură necesară rezultată $A_{s1,nec}$ se va scadea armătura din placă distribuită pe lațimile b_{eff1} și b_{eff2}, ce a fost calculată anterior.

$$b_{eff} = 1900\ mm$$

$$b_{eff1} = b_{eff2} = \frac{b_{eff} - b_w}{2} = \frac{2050 - 400}{2} = 825\ mm$$

Aria de armătură de la partea superioară dispusă în placă $A_{ef,pl}$ este:

$$\emptyset 8/150\ pe\ ambele\ parti\ ale\ grinzii \rightarrow \mathbf{2 \cdot 5\emptyset 8 \rightarrow 10\emptyset 8\ cu\ A_{s1,ef,pl} = 503\ mm^2}$$

- *Calculul ariei de armătură din grindă*

Aria de armătură necesară de la partea superioară ce se va dispune în grindă $A_{nec,gr}$ este:

$$A_{s1,nec,gr} = A_{s1,nec} - A_{s1,ef,pl} = 2553 - 503 = 2050\ mm^2$$

$$\rightarrow \mathbf{se\ aleg\ 3\emptyset 25 + 2\emptyset 20\ cm\ cu\ A_{s1,ef,gr} = 2100\ mm^2}$$

- *Calculul ariei totale de armătură dispusă la partea superioară*

$$A_{s1,ef} = A_{s1,ef,pl} + A_{s1,ef,gr} = 503 + 2100 = \mathbf{2602\ mm^2}$$

➢ ***Verificarea respectării condiției de armare minimă***

$$A_{s1,ef} \geq \max(A_{s1,min}; A_{s1,nec}) \rightarrow \mathbf{2602\ mm^2 > 2553\ mm^2} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

➢ ***Aria de armătură maximă***

$$A_{s1,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot (400 \cdot 700) = \mathbf{11200\ mm^2}$$

➢ ***Verificarea respectării condiției de armare maximă***

$$A_{s1,ef} \leq A_{s1,max} \rightarrow \mathbf{2602\ mm^2 \leq 11200\ mm^2} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

➢ ***Calculul procentului efectiv de armare***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s1,ef}}{b_w \cdot d_s} = \frac{2602}{400 \cdot 652{,}5} \cdot 100 = 0{,}996\%$$

➢ ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rb,r.sup} = A_{s1,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 2602 \cdot 435 \cdot \left(652{,}5 - \frac{169{,}74}{2}\right) \cdot 10^{-6}$$

$$= \mathbf{642\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s1,ef} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot f_{cd}} = \frac{2602 \cdot 435}{400 \cdot 16{,}67} = 169{,}7\ mm$$

➢ ***Calculul poziție relative a axei neutre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_s} = \frac{169{,}7}{652{,}5} = 0{,}26$$

➢ ***Calculul suprarezistenței secțiunii***

$$\Omega = \frac{M_{Rb,r.sup}}{M_{Ed,r.sup}} = \frac{642}{631,8} = \mathbf{1,02}$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{M_{Ed,r.sup}}{M_{Rb,r.sup}} = \frac{631,8}{642} = 0,984 < 1 \; se \; verifica$$

➢ ***Calculul distanței minime dintre bare***

Conform SR EN 1992-1-1:2004

Paragraful 8.2.

(1) Distanța dintre armăturile de beton armat (bare) trebuie să permită punerea în operă și o compactare satisfacatoare a betonului și de asemenea să garanteze dezvoltarea unei bune aderențe.

(2) Se adoptă o distanță liberă (orizontală și verticală) între bare paralele sau între rânduri orizontale de bare paralele mai mare sau egală cu cea mai mare dintre valorile următoare: k_1 ori diametrul barei, (d_g+k_2) sau 20 mm (în care d_g este dimensiunea celui mai mare agregat).

Nota: Valorile lui k_1 și k_2 de utilizat într-o anumită țară pot fi furnizate în anexa națională. Valorile recomandate sunt k_1=1 si k_2=5 mm.

$$distanta\ minima = max\begin{cases} k_1 \cdot d_{bl} \\ d_g + k_2 \\ 20\ mm \end{cases} \rightarrow max\begin{cases} 1 \cdot 25 \\ 16 + 5 \\ 20\ mm \end{cases} \rightarrow max\begin{cases} 25\ mm \\ 21\ mm \\ 20\ mm \end{cases} \rightarrow 21\ mm$$

5.4.2.a.4 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea inferioară – pe reazem

➢ ***Se presupune următoarea condiție ce se va verifica prin calcul:***

$\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \mathbf{0,0405 \leq 0,371} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$\xi \leq \xi_{lim} \rightarrow \mathbf{0,041 \leq 0,617} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

➢ ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed,r.inf.}}{b_{eff} \cdot d_i^2 \cdot f_{cd}} = \frac{505,53 \cdot 10^6}{1900 \cdot 627,5^2 \cdot 16,67} = 0,0405$$

➢ ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0405} = 0,0414$$

➢ ***Calculul înălțimii zonei comprimate***

$$\left.\begin{array}{l} x = d_i \cdot \omega_s = 627,5 \cdot 0,0414 = 25,97\ mm \\ x_{min} = 2,64 \cdot a_s = 2,64 \cdot 47,5 = 125,4\ mm \\ x_{lim} = 0,617 \cdot d_i = 0,617 \cdot 627,5 = 387,1\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \begin{array}{c} \boldsymbol{x < x_{min} < x_{lim}} \\ \boldsymbol{x < h_p} \end{array}$$

→ ***armătura comprimată nu ajunge la curgere***

→ ***se dimensionează ca o secțiune dreptunghiulară***

➢ ***Verificarea înălțimii zonei comprimate conform P100-1***

- Verificare condiție de ductilitate locală conform *P 100-1 5.3.4.1.2. (5)*

$x_{u\,ef} \leq x_{u\,lim} \rightarrow \mathbf{39,83\ mm \leq 156,87\ mm} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$$x_{u\,lim} = 0{,}25 \cdot d_i = 0{,}25 \cdot 627{,}5 = 156{,}87\ mm$$

- ***Varianta 1***

$$x_{u\,ef} = d_i \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{Ed,r.sup.} - A_{s2,ef} \cdot f_{yd} \cdot d}{b_w \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}}}\right) =$$

$$= 627{,}5 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{505{,}53 \cdot 10^6 - 2602 \cdot 435 \cdot 580}{400 \cdot 627{,}5^2 \cdot 16{,}67}}\right) =$$

$$= 627{,}5 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - (-0{,}1149)}\right) = -35{,}06\ mm$$

- ***Varianta 2 – varianta simplificată***

$$x_{u\,ef} = 1{,}25 \cdot \frac{\left(A_{s2,ef} - A_{s1,ef}\right) \cdot f_{yd}}{b_w \cdot f_{cd}} = 1{,}25 \cdot \frac{(2121 - 2602) \cdot 435}{400 \cdot 16{,}67} = -39{,}83\ mm$$

➢ ***Rezistența la moment încovoietor pur fără armătură comprimată***

$$M_{Rd,x_{lim}} = \left(d_i - \frac{0{,}8 \cdot x_{lim}}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot x_{lim} \cdot b_w \cdot f_{cd} =$$

$$= \left(652{,}5 - \frac{0{,}8 \cdot 387{,}1}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot 387{,}1 \cdot 400 \cdot 16{,}67 = 1027{,}64\ kNm$$

$M_{Rd,x_{lim}} \geq M_{Ed,r.inf.} \rightarrow \mathbf{1027{,}6\ 4kNm \geq 505{,}53} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

➢ ***Calculul ariei de armătură necesară din moment încovoietor***

$$A_{s2,nec} = x \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 25{,}97 \cdot 1900 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{1892\ mm^2}$$

➢ ***Calculul ariei minime de armătură în zona întinsă***

$A_{s2,min} = \max\left(A_{s2,min1}\,;\, A_{s2,min2}\,;\, A_{s2,min3}\right) = \mathbf{1301\ mm^2}$

$$A_{s2,min1} = 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_i = 0{,}5 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 400 \cdot 627{,}5$$

$$= 642{,}5\ mm^2\ [P100 - 1]$$

$A_{s2,min2} = 308\ mm^2 (2\emptyset 14)\ [P100 - 1]$

$A_{s2,min3} = A_{s1,ef} \cdot 0{,}5 = 2602 \cdot 0{,}5 = 1301\ mm^2\ [P100 - 1]$

➢ ***Calculul ariei efective de armătură***

$\rightarrow$ ***se aleg*** $\mathbf{2\emptyset 25 + 3\emptyset 20}$ ***cm cu*** $\mathbf{A_{s2,ef} = 1923\ mm^2}$

➢ ***Verificarea respectării condiției de armare minimă***

$A_{s2,ef} \geq \max\left(A_{s2,min}; A_{s2,nec}\right) \rightarrow \mathbf{1923\ mm^2 \geq 1892\ mm^2} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

➢ ***Aria de armatură maximă***

$$A_{s2,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot (400 \cdot 700) = \mathbf{11200\ mm^2}$$

➢ ***Verificarea respectării condiției de armare maximă***

$A_{s2,ef} \leq A_{s2,max} \rightarrow \mathbf{1923\ mm^2 \leq 11200\ mm^2} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

➢ ***Calculul procentului efectiv de armare***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s2,ef}}{b_w \cdot d_s} = \frac{1923}{400 \cdot 627,5} \cdot 100 = 0,766\%$$

➢ ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rb,r.inf} = A_{s2,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_i - \frac{x_r}{2}\right) = 1923 \cdot 435 \cdot \left(627,5 - \frac{26,4}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{514\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s2,ef} \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{1923 \cdot 435}{1900 \cdot 16,67} = 26\ mm$$

➢ ***Calculul poziţie relative a axei neutre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_i} = \frac{26}{627,5} = 0,041$$

➢ ***Calculul suprarezistenţei secţiunii***

$$\Omega = \frac{M_{Rb,r.inf}}{M_{Ed,r.inf}} = \frac{514}{505,53} = \mathbf{1,02}$$

➢ ***Calculul eficienţei***

$$\frac{M_{Ed,r.inf}}{M_{Rb,r.inf}} = \frac{505,53}{514} = 0,983 < 1\ se\ verifica$$

5.4.2.a.5 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea superioară – în câmp

$M_{Ed,c.sup} = \mathbf{0,00\ kNm}$ – ***moment maxim în câmp la partea superioară***

În câmp la partea superioară nu avem moment încovoietor, valoarea acestuia find egală cu 0 kNm.

Conform P 100-1

Paragraful 5.3.4.1.2 (6)

Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii, astfel:

- La partea superioară şi inferioară a grinzilor se prevăd cel puţin câte două bare cu suprafaţă profilată cu diametrul ≥ 14 mm;
- Cel puţin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii.

➢ ***Calculul ariei de armătură necesară din moment încovoietor***

$$A_{s3,nec} = \mathbf{0\ mm^2}$$

➢ ***Calculul ariei minime de armatură***

$$A_{s3,min} = max\left(A_{s3,min1}; A_{s3,min2}; A_{s3,min3};\right) = \mathbf{668,1\ mm^2}$$

$$A_{s3,min1} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_s = 0,5 \cdot \frac{2,56}{500} \cdot 400 \cdot 652,5$$

$$= 668,1\ mm^2\ [P100 - 1]$$

$$A_{s3,min2} = 308\ mm^2 (2\emptyset 14)\ [P100 - 1]$$

$$A_{s3,min3} = \max\left(A_{s1,ef.st}; A_{s1,ef.dr}\right) \cdot 0,25 = 2602 \cdot 0,25 = 651\ mm^2\ [P100 - 1]$$

➢ ***Calculul ariei efective de armătură***

$\rightarrow$ ***se aleg*** $2\emptyset25 + 2\emptyset14$ ***cu*** $A_{s1,ef} = 1289\ mm^2$

➢ ***Verificarea respectării condiţiei de armare minimă***

$A_{s3,ef} \geq \max(A_{s3,min}; A_{s3,nec}) \rightarrow \mathbf{1289\ mm^2 \geq 768\ mm^2} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

➢ ***Aria de armătură maximă***

$A_{s3,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot (400 \cdot 700) = \mathbf{11200\ mm^2}$

➢ ***Verificarea respectării condiţiei de armare maximă***

$A_{s3,ef} \leq A_{s3,max} \rightarrow \mathbf{1289\ mm^2 \leq 11200\ mm^2} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

➢ ***Calculul procentului efectiv de armare***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s3,ef}}{b_w \cdot d_s} = \frac{1289}{400 \cdot 627{,}5} \cdot 100 = 0{,}513\%$$

➢ ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rb,c.sup} = A_{s3,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 1289 \cdot 435 \cdot \left(652{,}5 - \frac{84{,}1}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{342{,}2\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s3,ef} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot f_{cd}} = \frac{1289 \cdot 435}{400 \cdot 16{,}67} = 84{,}1\ mm$$

➢ ***Calculul poziţie relative a axei neutre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_i} = \frac{84{,}2}{652{,}5} = 0{,}129$$

5.4.2.a.6 Dimensionarea armăturii longitudinale de la partea inferioară – în câmp

➢ ***Se presupune următoarea condiţie ce se va verifica prin calcul:***

$\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}017 \leq 0{,}371} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$\xi \leq \xi_{lim} \rightarrow \mathbf{0{,}0282 \leq 0{,}617} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

➢ ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed,c.inf}}{b_{eff} \cdot d_i^2 \cdot f_{cd}} = \frac{91{,}04 \cdot 10^6}{1900 \cdot 627{,}5^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}0073$$

➢ ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}0073} = 0{,}00733$$

➢ ***Calculul înălţimii zonei comprimate***

$$\left.\begin{array}{r} x = d_i \cdot \omega_s = 627{,}5 \cdot 0{,}00733 = 4{,}6\ mm \\ x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 47{,}5 = 125{,}4\ mm \\ x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 627{,}5 = 387{,}1\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \begin{array}{c} \boldsymbol{x < x_{min} < x_{lim}} \\ \boldsymbol{x < h_p} \end{array}$$

$\rightarrow$ ***armătura comprimată nu ajunge la curgere***

$\rightarrow$ ***se dimensionează ca o secţiune dreptunghiulară***

➢ ***Rezistenţa la moment încovoietor pur fără armătură comprimată***

$$M_{Rd,x_{lim}} = \left(d_i - \frac{0{,}8 \cdot x_{lim}}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot x_{lim} \cdot b_w \cdot f_{cd} =$$

$$= \left(652{,}5 - \frac{0{,}8 \cdot 387{,}1}{2}\right) \cdot 0{,}8 \cdot 387{,}1 \cdot 400 \cdot 16{,}67 = 1027{,}64\ kNm$$

$M_{Rd,x_{lim}} \geq M_{Ed,r.inf.} \rightarrow \mathbf{1027,6\ 4kNm \geq 91,04} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- ***Calculul ariei de armătură necesară din moment încovoietor***

$$A_{s4,nec} = x \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4{,}6 \cdot 1900 \cdot 627{,}5 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{335\ mm^2}$$

- ***Calculul ariei minime de armătură***

$A_{s4,min} = max(A_{s4,min1}; A_{s4,min2}; A_{s4,min3}) = \mathbf{738\ mm^2}$

$$A_{s4,min1} = 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_i = 0{,}5 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 400 \cdot 627{,}5 = 642{,}5\ mm^2\ [P100-1]$$

$$A_{s4,min2} = 308\ mm^2 (2\emptyset 14)\ [P100-1]$$

$$A_{s4,min3} = \max(A_{s2,ef.st}; A_{s2,ef.dr}) \cdot 0{,}25 = 1923 \cdot 0{,}25 = 480\ mm^2\ [P100-1]$$

- ***Calculul ariei efective de armătură***

$\rightarrow$ ***se aleg*** $\mathbf{2\emptyset 25 + 2\emptyset 14}$ ***cu*** $\mathbf{A_{s2,ef} = 1289\ mm^2}$

- ***Verificarea respectării condiţiei de armare minimă***

$A_{s4,ef} \geq \max(A_{s4,min}; A_{s4,nec}) \rightarrow \mathbf{1289\ mm^2 \geq 738\ mm^2} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- ***Aria de armătură maximă***

$$A_{s4,max} = 0{,}04 \cdot A_c = 0{,}04 \cdot (400 \cdot 700) = \mathbf{11200\ mm^2}$$

- ***Verificarea respectării condiţiei de armare maximă***

$A_{s4,ef} \leq A_{s4,max} \rightarrow \mathbf{1289\ mm^2 \leq 11200\ mm^2} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- ***Calculul procentului efectiv de armare***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s4,ef}}{b_w \cdot d_s} = \frac{1289}{400 \cdot 627{,}5} \cdot 100 = 0{,}513\%$$

- ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rb,c.inf} = A_{s4,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_i - \frac{x_r}{2}\right) = 1289 \cdot 435 \cdot \left(627{,}5 - \frac{17{,}7}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{325\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s4,ef} \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{1289 \cdot 435}{1900 \cdot 16{,}67} = 17{,}7\ mm$$

- ***Calculul poziţie relative a axei netre***

$$\xi = \frac{x_r}{d_i} = \frac{17{,}7}{627{,}5} = 0{,}0282$$

- ***Calculul suprarezistenţei***

$$\Omega = \frac{M_{Rb,c.inf}}{M_{Ed,c.inf}} = \frac{325}{91{,}04} = \mathbf{3,57}$$

- ***Calculul eficienţei***

$$\frac{M_{Ed,c.inf}}{M_{Rb,c.inf}} = \frac{91{,}04}{325} = 0{,}28 < 1\ se\ verifica$$

5.4.2.b Dimensionarea armăturilor transversale

5.4.2.b.1 Dimensionarea armăturii transversale în zonele critice (zona de reazem)

5.4.2.b.1.1 Determinarea forței tăietoare de calcul

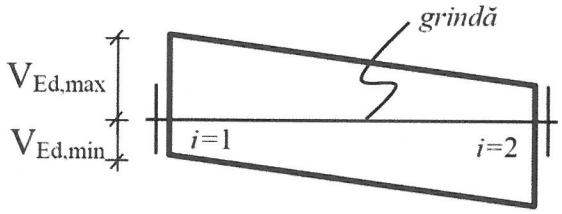
Conform P 100-1

Paragraful 5.3.3.2.

Armarea transversală a grinzilor participante la acțiunea seismică trebuie sa respecte următoarele prevederi:

- Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare în grinzi **se determină din echilibrul fiecărei deschideri** sub încărcarea transversală din combinația seismică de proiectare și momentele de la extremitățile grinzii corespunzând formării articulației plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică. Valorile de proiectare ale forței tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calculul structural în combinația seismică de proiectare **multiplicate cu γ_{Rd}.**
- La fiecare secțiune de capăt se calculează două valori de proiectare ale forțelor tăietoare, cea maximă, $V_{Ed,max}$, și cea minimă, $V_{Ed,min}$, care corespund valorilor maxime ale momentelor pozitive și negative, $M_{db,i}$, care se dezvoltă la cele 2 extremități, $i=1$ și $i=2$, ale grinzii. Aceste momente se pot determina cu relația:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,1} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) - conform\ P\ 100-1\ \ 5.3.3.2\ (3)$$



Dacă structura este conformată ca articulațiile plastice să se formeze în grinzi, raportul dintre suma momentelor capabile din stâlpi și suma momentelor capabile din grinzi va fi supraunitar, cu o valoarea mai mare decât *1*. Prin urmarea relația se simplifică și se va scrie astfel:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,1}$$

unde,

$M_{Rb,i}$	*valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea „i", în sensul corespunzător sensului de acțiune a forțelor orizontale;*
$\sum M_{Rc}$	*sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul, în combinația seismică de proiectare și sensul considerat al acțiunii seismice;*
$\sum M_{Rb}$	*sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale grinzilor care intră în nodul învecinat secțiunii de calcul;*
γ_{Rd}	*factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului;* $\gamma_{Rd} = 1{,}20$
$M_{db,i}$	*valoarea momentelor încovoietoare utilizată pentru calculul forței tăietoare din grindă.*

Utilizând metoda de calcul cu spectre de răspuns se pierde sensul eforturilor produse de acțiunea seismică. Pentru a vizualiza eforturile pe fiecare sens al acțiunii seismice s-a realizat în paralel și a calculul cu forțe laterale statice echivalente (recomandat este să se utilizeze ambele metode).

În *figura 5.41* este prezentată valoarea momentelor capabile ale secțiunii grinzii calculate și suprazistența acesteia.

Ω=1,02 $M_{Rb}^{St,-} = 642\ kNm$	Ω=325 342 kNm	Ω=1,02 $M_{Rb}^{Dr,-} = 642\ kNm$
$M_{Rb}^{St,+} = 514\ kNm$ Ω=1,02	347 kNm Ω=3,81	$M_{Rb}^{Dr,+} = 514\ kNm$ Ω=1,02

Fig. 5.43 – Momentele încovoietoare capabile și suprarezistențele grinzii calculate

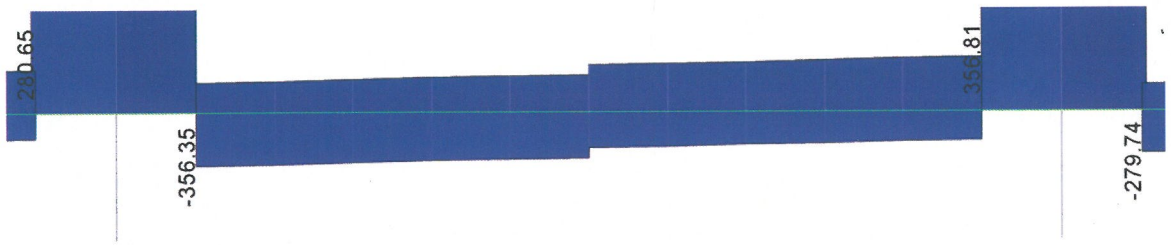


Fig. 5.44 – Forțele tăietoare din grindă – înfășurătoare

Valoarea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare obținute utilizând calculul modal cu spectre de răspuns se poate deduce pentru fiecare sens al acțiunii seismice prin corelare cu diagramele de eforturi de pe direcția X şi –X obținute prin metoda cu forțe laterale statice echivalente. Programul *ETABS* permite calculul structurii simultan prin ambele metode.

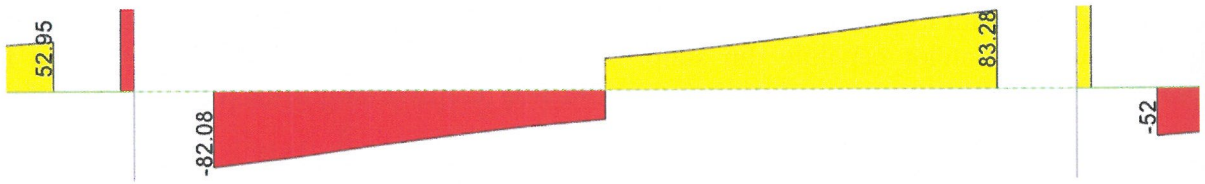


Fig. 5.45 – Forțele tăietoare în grindă produse de încărcările gravitaționale din combinația seismică de proiectare *(P+0,3U+0,4Z)*

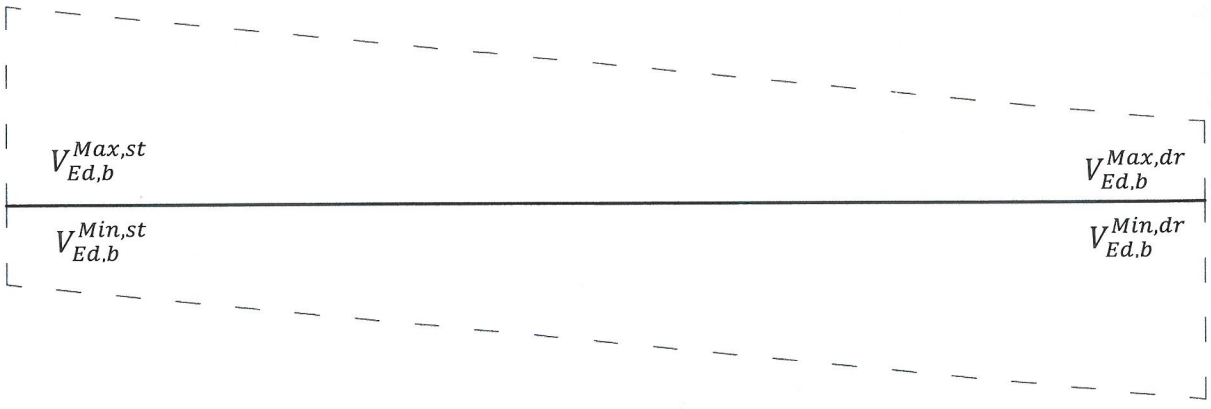


Fig. 5.46 – Notații pentru forța tăietoare minimă și maximă

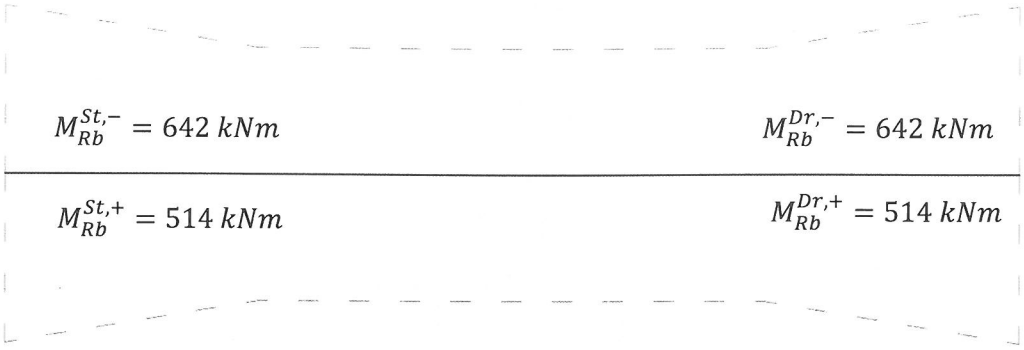


Fig. 5.47 – Notații pentru momentele încovoietoare capabile

$$M_{db}^{St,-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{St,-} = 1{,}2 \cdot 642{,}2 = 770{,}64\ kN$$

$$M_{db}^{St,+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{St,-} = 1{,}2 \cdot 514 = 616{,}8\ kN$$

$$M_{db}^{Dr,-} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{St,-} = 1{,}2 \cdot 642{,}2 = 770{,}64\ kN$$

$$M_{db}^{Dr,+} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^{Dr,+} = 1{,}2 \cdot 514 = 616{,}8\ kN$$

- **Determinarea forței tăietoare de calcul pentru reazemul din stânga**

$$V_{Ed,max}^{St} = \max\left(\left|V_{Ed,b}^{Min,st}\right|; \left|V_{Ed,b}^{Max,st}\right|\right) = \max(|-251{,}52|; |418{,}08|) = \mathbf{418{,}08\ kN}$$

$$V_{Ed,b}^{Min,st} = -\frac{M_{db}^{St,+} + M_{db}^{Dr,-}}{L - h_c} + V_{Ed}^{grav} = -\frac{616{,}8 + 770{,}64}{5{,}00 - 0{,}85} + 83{,}28 = -251{,}52\ kN$$

$$V_{Ed,b}^{Max,st} = \frac{M_{db}^{St,-} + M_{db}^{Dr,+}}{L - h_c} + V_{Ed}^{grav} = \frac{770{,}64 + 616{,}8}{5{,}00 - 0{,}85} + 83{,}28 = 418{,}08\ kN$$

$$V_{Ed}^{grav} = 83{,}28\ kN\ (figura\ 5.45)$$

$$V_{Ed,ef}^{St} = \mathbf{356{,}35\ kN}\ (figura\ 5.44)$$

$$\xi = \frac{V_{Ed,b}^{Min,st}}{V_{Ed,b}^{Max,st}} = \frac{-251{,}52}{418{,}08} = \mathbf{-0{,}601 < -0{,}5}$$

→ ***calcul și armare transversală conform SR EN 1992-1-1 dacă:***

$$\left.\begin{array}{c} \xi = -0{,}601 < -0{,}5 \\ |V_{Ed\,max}| \le (2 + \xi) \cdot b_w \cdot d_s \cdot f_{ctd} \end{array}\right\} \rightarrow \left.\begin{array}{c} \xi = -0{,}601 < -0{,}5 \\ 418{,}08 \le \left(2 + (-0{,}601)\right) \cdot 400 \cdot 652{,}5 \cdot 1{,}2 \end{array}\right\} \rightarrow$$

$$\left.\begin{array}{c} \xi = -0{,}61 < -0{,}5 - conditie\ indeplinita \\ 418{,}08\ kN \le 438\ kN - conditie\ indeplinita \end{array}\right\} \rightarrow \boldsymbol{armare\ cu\ etrieri}$$

- **Determinarea forței tăietoare de calcul pentru reazemul din dreapta**

$$V_{Ed,max}^{Dr} = \max\left(\left|V_{Ed,b}^{Min,dr}\right|; \left|V_{Ed,b}^{Max,dr}\right|\right) = \max(|-251{,}52|; |418{,}08|) = \mathbf{418{,}08\ kN}$$

$$V_{Ed,b}^{Min,dr} = -\frac{M_{db}^{Dr,+} + M_{db}^{St,-}}{L - h_c} + V_{Ed}^{grav} = -\frac{616{,}8 + 770{,}64}{5{,}00 - 0{,}85} + 83{,}28 = -251{,}52\ kN$$

$$V_{Ed,b}^{Max,dr} = \frac{M_{db}^{Dr,-} + M_{db}^{St,+}}{L - h_c} + V_{Ed}^{grav} = \frac{770{,}64 + 616{,}8}{5{,}00 - 0{,}85} + 83{,}28 = 418{,}08\ kN$$

$$V_{Ed}^{grav} = 83{,}28\ kN\ (figura\ 5.19)$$

$V_{Ed,ef}^{Dr} = \mathbf{356,81\ kN}\ (figura\ 5.18)$

$$\xi = \frac{V_{Ed,b}^{Min,dr}}{V_{Ed,b}^{Max,dr}} = \frac{-251,52}{418,08} = \mathbf{-0,601 < -0,5}$$

→ ***calcul și armare transversală conform SR EN 1992-1-1 dacă:***

$$\left.\begin{matrix} \xi = -0,601 < -0,5 \\ |V_{Ed\,max}| \leq (2+\xi)\cdot b_w \cdot d_s \cdot f_{ctd} \end{matrix}\right\} \rightarrow \left.\begin{matrix} \xi = -0,601 < -0,5 \\ 418,08 \leq \big(2+(-0,601)\big)\cdot 400 \cdot 652,5 \cdot 1,2 \end{matrix}\right\} \rightarrow$$

$$\left.\begin{matrix} \xi = 0,601 < -0,5 - conditie\ indeplinita \\ 418,08\ kN \leq 438\ kN - conditie\ indeplinita \end{matrix}\right\} \rightarrow \boldsymbol{armare\ cu\ etrieri}$$

Dacă condiția de mai sus, care este satisfăcută la limită, nu ar fi fost îndeplinită, se impunea ca jumate din forța tăietoare de dimensionare să fie preluată de etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armătură înclinată dispusă pe două direcți înclinate cu ±45° față de axul grinzii.

Se va consulta *P 100-1-2013 5.3.4.1.1. (5).*

unde,

$V_{Ed}^{grav,s}$	*valoarea forței tăietoare produsă de încărcările gravitaționale din combinația seismică de proiectare (P+0,3U+0,4Z);*
$V_{Ed,ef}^{St}$	*valoarea forței tăietoare din gruparea seismică rezultată din calcul în partea stângă a grinzii;*
$V_{Ed,ef}^{Dr}$	*valoarea forței tăietoare din gruparea seismică rezultată din calcul în partea dreaptă a grinzii;*
$V_{Ed,max}^{St}$	*valoarea forței tăietoare de calcul pentru dimensionarea armăturilor transversale în zona critică din stânga grinzii;*
$V_{Ed,max}^{Dr}$	*valoarea forței tăietoare de calcul pentru dimensionarea armăturilor transversale în zona critică din dreapta grinzii.*
$V_{Ed,max}$	*valoarea forței tăietoare de calcul maxime din grinda pentru dimensionarea armăturilor transversale.*

5.4.2.b.1.2 Dimensionarea secțiunii la forță tăietoare

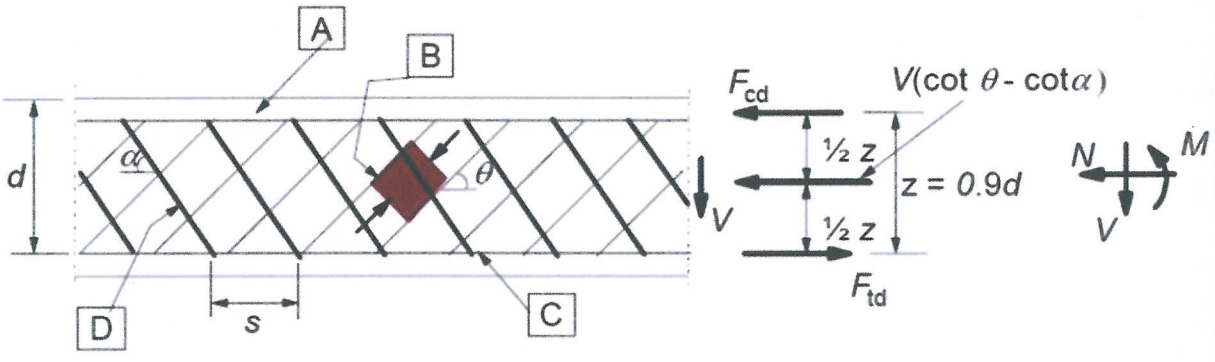


Fig. 5.48 – Model de grinda cu zabrele și notațiile elementelor cu armături pentru forță tăietoare

Datorită faptului că forța tăietoare de calcul maximă este la partea superioară, asociată momentului încovoietor capabil de la partea superioară, valoarea $d = d_s$.

Conform P 100 – 1

Paragraful 5.3.4.1.1.

În zonele critice ale grinzilor, înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele se ia egală cu 45°.

Paragraful 5.2.4.1.2. (1)

Zonele de la extremitățile grinzilor cu lungimea $l_{cr}=1,5h_w$, măsurate de la fața stâlpilor, precum și zonele cu această lungime, situate de o parte și de alta a unei secțiuni din câmpul grinzii, unde poate interveni curgerea în cazul combinației seismice de proiectare (stâlpi dispuși pe grindă), se consideră zone critice (disipative);

Paragraful 5.2.4.1.2. (7)

Armarea transversală a grinzilor participante la acțiunea seismică:

- Diametrul etrierilor $d_{bw} \geq 6$ mm;
- Distanța dintre etrieri, s, va fi astfel încât:

$$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}; 150\ mm; 8 \cdot d_{bl}\right\}$$

unde,

d_{bl} – *diametrul minim al armăturilor longitudinale;*

- ***Se determină forța tăietoare de calcul***

Valoarea forței tăietoare pentru dimensionarea grinzii va fi maximul din valoarea obținută cu momentele capabile ale grinzii și cea efectivă obținută în combinația seismică și fundamentală de proiectare.

$$V_{Ed,max} = \max\left(V_{Ed,max}^{St}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef}^{St}; V_{Ed,max}^{Dr}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef}^{Dr}\right) =$$

$$= (418{,}08\ ;\ 1{,}2 \cdot 356{,}35\ ;\ 418{,}08;\ 1{,}2 \cdot 356{,}81\ ) =$$

$$= (418{,}08\ ;\ 427{,}635\ ;\ 418{,}08;\ 428{,}17\ ) =$$

$$\boldsymbol{V_{Ed,max} = 428{,}17\ kN}$$

- ***Se verifică condiția ca forța tăietoare de calcul să fie mai mică decât forța tăietoare capabilă a elementului***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd} \rightarrow \mathbf{428{,}17\ kN \leq 513{,}97\ kN} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

- ***Se verifică condiția de dimensionare corectă a secțiunii de beton:***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{428{,}17\ kN\ \ kN \leq 1057{,}26\ kN} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

În cazul neîndeplinirii condiției se impunea redimensionarea secțiunii din beton sau alegerea unei clase de beton superioare.

- ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului***

$$V_{Rd} = min\left(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}\right) = \min(1057{,}26; 513{,}97) = \mathbf{513{,}97\ kN}$$

- ***Calculul capacității portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 400 \cdot 587{,}25 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{1057{,}26\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot d_s = 0{,}9 \cdot 652{,}5 = 587{,}25\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

- ***Calculul ariei necesare de armătură de transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{428{,}17 \cdot 10^3 \cdot 100}{587{,}25 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{167{,}61\ mm^2 = 1676{,}1\ mm^2/m}$$

$$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}; 150\ mm; 8 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{700}{4}; 150\ mm; 8 \cdot 25\right\} =$$

$$= min\{175; 150\ mm; 200\} = 150\ mm \rightarrow s = \mathbf{100\ mm}$$

- ***Calculul ariei efective de armătură transversală***

$$A_{sw,ef} = 4 \cdot 50{,}3 = \mathbf{201{,}2\ mm^2}\ (\mathbf{4\ ramuri\ \emptyset 8})$$

- ***Calculul ariei efective a armăturii transversale pe metru liniar de grindă***

$$A_{sw,ef/m} = \frac{1000}{s} \cdot A_{sw,ef} = \left(\frac{1000}{100} \cdot 201{,}2\right)/1{,}00\ m = \mathbf{2021}\ \frac{\boldsymbol{mm^2}}{\boldsymbol{m}}$$

- ***Calculul ariei maxime a armăturii transversale***

În vederea asigurării unei ruperi ductile, secțiunea etrierilor nu va depăși valoarea dată de relația:

$$A_{sw,max} = \frac{0{,}5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}} = \frac{0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot 400 \cdot 100}{435} = \mathbf{414\ mm^2}$$

- ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului armat cu etrieri***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{201{,}2}{100} \cdot 587{,}25 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{513{,}97\ kN}$$

- ***Verificarea procentului minim de armare conform EC2***

$$p_{w,min} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} \cdot 100 = 0{,}08\%$$

$$p_{w,ef} = \frac{n \cdot A_w}{s \cdot b_w} = \frac{4 \cdot 50{,}3}{100 \cdot 400} \cdot 100 = 0{,}503\%$$

$$\rightarrow \boldsymbol{p_{w,min} = 0{,}08\%} \leq \boldsymbol{p_{w,ef} = 0{,}503\%} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

- ***Calculul tensiunii în armătura transversală***

$$\textit{Daca}\ \boldsymbol{\sigma_{sw} < 0{,}8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow \textit{se poate adopta}\ \nu = \nu_1 = 0{,}6$$

$$\rightarrow 354{,}01\ \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}8 \cdot 500\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow 354{,}01\ \frac{N}{mm^2} \leq 400\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow \textit{conditie indeplinita}$$

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} = \frac{428,17 \cdot 10^3}{587,25} \cdot \frac{100}{201,1 \cdot 1} = 362,56 \frac{N}{mm^2}$$

➢ ***Calculul suprarezistenței***

$$\Omega = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed,max}} = \frac{513,97}{428,17} = 1,20$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{428,17}{513,97} = 0,833 < 1 \text{ se verifică}$$

5.4.2.b.2 Dimensionarea armăturii transversale între zonele critice (zona din câmp)

5.4.2.b.2.1 Determinarea forței tăietoare de calcul

Eforturile de calcul se vor extrage direct din programul de calcul. În *figura 5.49* sunt prezentate valorile maxime ale eforturilor rezultate din gruparea fundamentală și gruparea seismică.

Din *figura 5.50* se observă faptul că între zonele critice valoarea forței tăietoare rezultată din gruparea seismică are valoare mult mai mare decât cea rezultată din gruparea fundamentală.

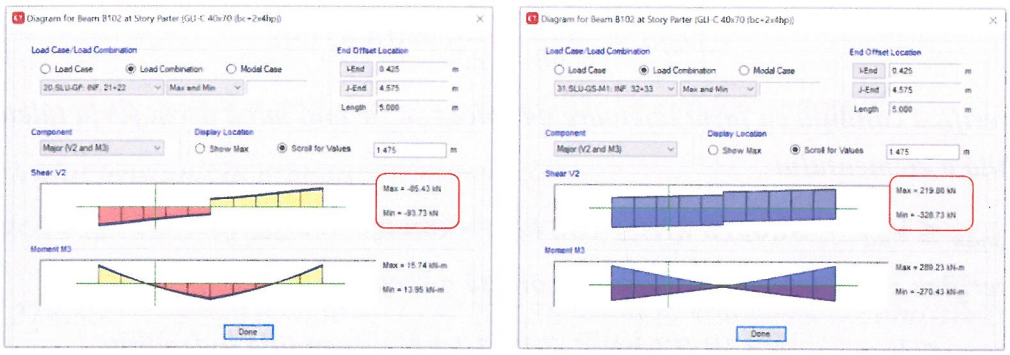


Fig. 5.49 – Valorile maxime ale forței tăietoare din gruparea fundamentală [GF] și gruparea specială [GS] pentru poziția de la *granița* cu zona critică din partea stângă

$$V_{Ed,max}^{St} = \mathbf{328,73\ kN}$$

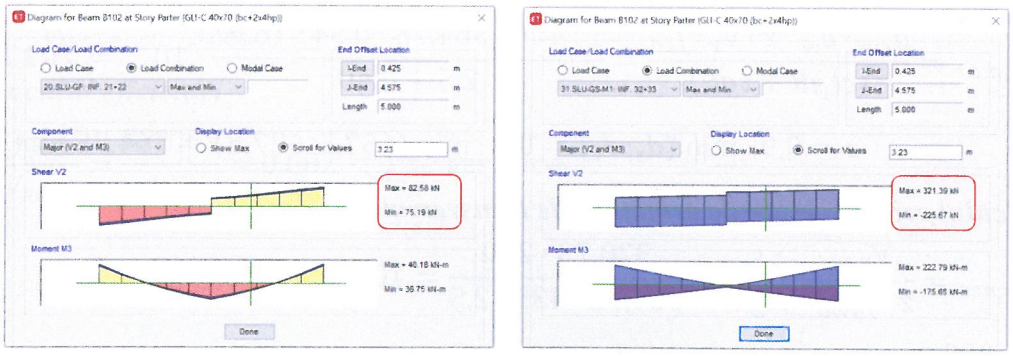


Fig. 5.50 – Valorile maxime ale forței tăietoare din gruparea fundamentală [GF] și gruparea specială [GS] pentru poziția de la *granița* cu zona critică din partea dreaptă

$$V_{Ed,max}^{Dr} = \mathbf{321,39\ kN}$$

$$V_{Ed,max} = \max(V_{Ed,max}^{St}; V_{Ed,max}^{Dr};) = (328,73\ ;321,39\ ) = 328,73\ kN$$

$$\boldsymbol{V_{Ed,max} = 328,73\ kN}$$

5.4.2.b.2.2 Dimensionarea secțiunii la forță tăietoare

În câmpul grinzii propuse spre analiză nu există o secțiune (Ex.: un stâlp rezemat pe grindă) unde poate interveni curgerea în combinația seismică, prin urmare aceste zone nu sunt considerate critice (disipative). *P 100-1* prevede ca unghiul θ sa fie egal cu 45° în zonele critice ale grinzii.

- ***Dimensionarea unghiului de înclinare a diagonalei comprimate***

Valoarea unghiului de înclinare a diagonalei comprimate trebuie să se încadreze între limitele:

$$ctg\theta_{min} \le ctg\theta_{opt} \le ctg\theta_{max} \rightarrow 21,8° \le \theta \le 45° \rightarrow 2,5 \le \theta \le 1,0$$

$$\theta_{opt} = arcsin\left(\frac{V_{Ed,max}}{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}\right) = arcsin\left(\frac{328,73 \cdot 10^3}{1 \cdot 400 \cdot 587,25 \cdot 0,54 \cdot 16,67}\right) =$$

$$= \arcsin(0,155) = 8,91°$$

$$\rightarrow \boldsymbol{\theta_{min} = 21,8°} \rightarrow \begin{cases} ctg\theta = 2,5 \\ tg\theta = \dfrac{1}{ctg\theta} = \dfrac{1}{2,5} = 0,4 \end{cases}$$

- ***Se verifică condiția ca forța tăietoare de calcul să fie mai mică decât forța tăietoare capabilă a elementului***

$$V_{Ed,max} \le V_{Rd} \rightarrow \mathbf{328,73\ kN \le 482\ kN} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

- ***Se verifica condiția de dimensionare corectă a secțiunii de beton:***

$$V_{Ed,max} \le V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{328,73\ kN \le 779,12\ kN} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

- ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului***

$$V_{Rd} = min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}) = \min(701; 482) = \mathbf{482\ kN}$$

- ***Calculul capacității portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 400 \cdot 564,75 \cdot 0,54 \cdot 16,67}{2,5 + 0,40} \cdot 10^{-3} = \mathbf{701\ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot \min(d_s; d_i) = 0,9 \cdot \min(652,5; 627,5) = 564,75\ mm$$

- ***Calculul ariei necesare de armătură de transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{328,73 \cdot 200}{564,75 \cdot 435 \cdot 2,5} = 107\ mm^2$$

$$s = 200\ mm - valoare\ impusa$$

- ***Calculul ariei minime a armăturii transversale conform P100-1***

$$A_{sw,min} = A_{sw} \cdot 0,5 = 201,2 \cdot 0,5 = 100,6\ mm^2$$

- ***Calculul ariei efective de armătură transversală***

$$A_{sw,ef} = 2 \cdot 28,3 + 2 \cdot 50,3 = \mathbf{157,2\ mm^2\ (2\ ramuri\ \emptyset 6\ si\ 2\ ramuri\ \emptyset 8)}$$

Conform P 100-1

Paragraful 5.2.4.1.2. (8)

Armare zonele cuprinse în afara zonelor critice:

- În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de etrieri cel puțin egală cu jumatate din cea din zona critică.

➢ ***Calculul ariei efective a armăturii transversale pe metru liniar de grindă***

$$A_{sw,ef/m} = \frac{1000}{s} \cdot A_{sw,ef} = \left(\frac{1000}{200} \cdot 157{,}2\right)/1{,}00\ m = \mathbf{786}\ \frac{\boldsymbol{mm^2}}{\boldsymbol{m}}$$

➢ ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului armat cu etrieri***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{157{,}2}{200} \cdot 564{,}75 \cdot 435 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3} = \mathbf{482\ kN}$$

➢ ***Verificarea procentului minim de armare conform EC2***

$$p_{w,min} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} \cdot 100 = 0{,}08\%$$

$$p_{w,ef} = \frac{n \cdot A_w}{s \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 28{,}3 + 2 \cdot 50{,}3}{200 \cdot 400} \cdot 100 = 0{,}196\%$$

$$\rightarrow \boldsymbol{p_{w,ef} = 0{,}196\% > p_{w,min} = 0{,}08\%} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

➢ ***Calculul tensiunii în armătura transversală***

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} < 0{,}8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = \nu_1 = 0{,}6$

$$\rightarrow 278{,}35\ \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}8 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \rightarrow 278{,}35\ \frac{N}{mm^2} \leq 400 \frac{N}{mm^2} \rightarrow conditie\ indeplinita$$

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} = \frac{328{,}73}{587{,}25} \cdot \frac{100}{157{,}2 \cdot 1} = 356{,}09\ \frac{N}{mm^2}$$

➢ ***Calculul suprarezistenței***

$$\Omega = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed,max}} = \frac{482}{328{,}73} = 1{,}46$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{328{,}73}{482} = 0{,}682 < 1\ se\ verifica$$

5.4.2.c Dimensionarea la moment de torsiune (armatură transversală și longitudinală)

Atunci când echilibrul static al unei structuri depinde de rezistența la torsiune a unor elemente componente, se procedează la o verificare completă la torsiune, cuprinzând atât stările limită ultime cât și stările limită de serviciu.

Atunci când, în structurile static nedeterminate, solicitarile de torsiune rezultă doar din condiții de compatibilitate, iar stabilitatea structurii nu este determinată de rezistența la torsiune, nu este necesar, de regulă, să se considere solicitarile de torsiune la stare limită ultimă. În astfel de cazuri se prevede armarea minimă indicată la *capitolul 7.3* și *9.2 din SR EN 1992-1-1*, sub forma de armături transversale și de bare longitudinale, pentru a evita o fisurare excesivă.

Barele trebuie distribuite uniform în jurul periferiei interioare a etrierilor, cu o spațiere maximă de 350 mm.

Eforturile de calcul sunt cele obținute direct din programul de calcul conform *figurii 5.51*.

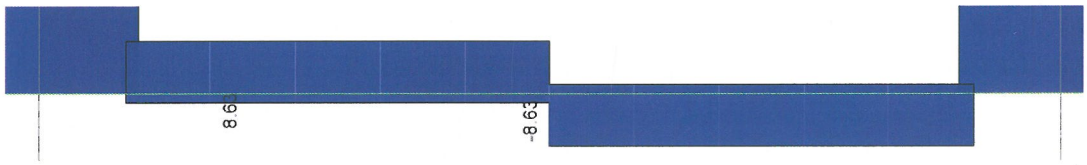


Fig. 5.51 – Momentele de torsiune din grinda analizată

5.4.2.c.1 Grindă cu secțiune dreptunghiulară

➢ ***Determinarea proprietăților secțiunii***

$$A = b \cdot h = 400 \cdot 700 = 280000\ mm^2$$

$$u = 2 \cdot b + 2 \cdot h = 2 \cdot 400 + 2 \cdot 700 = 2200\ mm$$

$$t_{ef} = \frac{A}{u} = \frac{280000}{2200} = 127{,}27\ mm$$

$$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = (400 - 127{,}27) \cdot (700 - 127{,}27) = 156200{,}65\ mm^2$$

$$u_k = 2 \cdot (b - t_{ef}) + 2 \cdot (h - t_{ef}) = 2 \cdot (400 - 127{,}27) + 2 \cdot (700 - 127{,}27) = 1690{,}92\ mm$$

unde,

A_k	*aria interioară a liniei centrelor de greutate a pereților, inclusiv zonele cu goluri;*
u_k	*perimetrul suprafeței A_k;*
A	*aria totală a secțiunii delimitate de perimetrul exterior, incluzând partea goală;*
u	*perimetrul exterior al secțiunii;*
t_{ef}	*grosimea peretelui fictiv. Poate fi egală cu A/u, dar nu mai mică de dublul distanței între marginea exterioară și axa armăturilor longitudinale. În cazul secțiunilor goale, este limitată la grosimea reală a peretelui.*

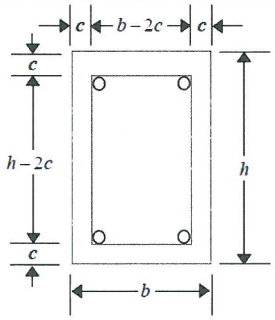


Fig. 5.52 – Dimensiunile secțiuni pentru dimensionarea la torsiune pentru secțiune de tip dreptunghiulară

➢ ***Determinarea momentului de fisurare la torsiune***

Secțiunile pline, aproximativ rectangulare nu necesită decât armare minimă dacă respectă condiția următoare:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1{,}0 \rightarrow \frac{8{,}63}{47{,}711} + \frac{427{,}66}{87{,}957} \leq 1{,}0$$

$$\rightarrow 0{,}157 + 4{,}862 \leq 1{,}0 \rightarrow \mathbf{5{,}043 \leq 1{,}0} \rightarrow \textit{condiție neîndeplinită}$$

$$\rightarrow \textit{este necesară armatură pentru forfecare/torsiune}$$

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} \cdot t_{ef} \cdot 2 \cdot A_k = 1{,}2 \cdot 127{,}27 \cdot 2 \cdot 156200{,}65 \cdot 10^{-6} = 47{,}711\ kNm$$

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d_s =$$

$$= \left\{\left[0{,}12 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}55 \cdot (100 \cdot 0{,}00996 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 400 \cdot 652{,}5\right\} \cdot 10^{-3} =$$

$$= \mathbf{141{,}75\ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\eta_1 = 1{,}00\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}00 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{652{,}5}} \leq 2{,}00 \rightarrow 1{,}55 \leq 2{,}00 \rightarrow\ k = 1{,}55$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1,ef}}{b_w \cdot d_s} = \frac{2602}{400 \cdot 652{,}5} = 0{,}00996 \leq 0{,}02$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,c2} = \left(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d_s$$

$$= [(0{,}337 + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 400 \cdot 652{,}5] \cdot 10^{-3} = \mathbf{87{,}957\ kN}$$

$$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}035 \cdot 1{,}55^{3/2} \cdot 25^{1/2}$$
$$= 0{,}337\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow\ (se\ considera\ valoarea\ egala\ cu\ 0)$$

$$0 < 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow 0 < 0{,}2 \cdot 16{,}67 \rightarrow 0 < 3{,}334$$

$$V_{Rd,c} = min\left(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}\right) = \mathbf{min(141{,}75; 87{,}957)} = \mathbf{87{,}957\ kN}$$

Rezistența unui element supus la solicitări de torsiune cu forță tăietoare este limitată de rezistența bielelor de beton. Pentru a nu se depăși această rezistență trebuie îndeplinită următoarea condiție:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1{,}0 \rightarrow \frac{8{,}63}{178{,}9522} + \frac{418{,}08}{1057{,}26} \leq 1{,}0$$

$\rightarrow 0{,}048 + 0{,}395 \leq 1{,}0 \rightarrow \mathbf{0,443 \leq 1,0} \rightarrow$ ***condiţie neîndeplinită***

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot sin\theta \cdot cos\theta =$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 0{,}54 \cdot 1 \cdot 16{,}67 \cdot 156200{,}65 \cdot 127{,}27 \cdot 0{,}707106 \cdot 0{,}707106 \cdot 10^{-6} =$$

$$= \mathbf{178,9522\ kNm}$$

$$\nu = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$\theta = 45° \rightarrow \begin{cases} sin\theta = 0{,}707106 \\ sin\theta = 0{,}707106 \end{cases}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 400 \cdot 587{,}25 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{1057,26\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot d_s = 0{,}9 \cdot 652{,}5 = 587{,}25\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

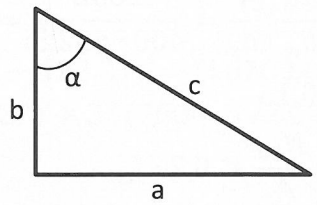
$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

Calcul unghiurilor:

$$ctg\ \alpha = \frac{cos\ \alpha}{sin\ \alpha};\ tg\ \alpha = \frac{sin\ \alpha}{cos\ \alpha};\ tg\alpha = \frac{1}{ctg\alpha}$$

$$sin\ \alpha = \frac{a}{c};\ cos\ \alpha = \frac{b}{c};\ tg\ \alpha = \frac{a}{b};\ ctg\ \alpha = \frac{b}{a}$$



unde,

$T_{Rd,c}$	*momentul de fisurare la torsiune;*
T_{Ed}	*momentul de torsiune de calcul;*
$T_{Rd,max}$	*momentul de torsiune capabil;*
V_{Ed}	*forța tăietoare de calcul;*
$V_{Rd,max}$	*valoarea maximă a forței tăietoare capabile de calcul. În cazul secțiunilor pline, pentru determinarea valorii se poate utiliza întreaga lățime a inimii.*

- ***Determinarea armăturii longitudinale pentru torsiune***

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot ctg\theta \rightarrow$$

$$\rightarrow \sum A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot ctg\theta = \frac{8{,}63 \cdot 10^6 \cdot 1690{,}92}{2 \cdot 156200{,}65 \cdot 435} \cdot 1 = \mathbf{107,38\ mm^2}$$

➢ ***Determinarea armăturii transversale pentru torsiune***

- ***Varianta 1 – calcul conform manual ETABS***

$$\frac{A_t}{s} = \frac{V_t}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} \rightarrow A_t = \frac{s \cdot V_t}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{100 \cdot 688{,}31 \cdot 10^3}{587{,}25 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{269{,}44\ mm^2}$$

$s = 100\ mm - valoare\ impunsa$

$$V_t = 2 \cdot (h - t_{ef}) \cdot \left[\frac{(T_{Ed} - T_{con})}{2 \cdot A_k}\right] =$$

$$= 2 \cdot (700 - 127{,}2) \cdot \left[\left(\frac{8{,}63 \cdot 10^6 - (-179{,}07) \cdot 10^6}{2 \cdot 156200{,}65}\right)\right] \cdot 10^{-3} =$$

$$= 1145{,}6 \cdot 600{,}82 \cdot 10^{-3} = 688{,}31\ kN$$

$$T_{con} = \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}\right) \cdot T_{Rd,c} = \left(1 - \frac{418{,}08}{87{,}957}\right) \cdot 47{,}711 = -179{,}07\ kNm$$

$$V_{Ed} = 418{,}08\ kN$$

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} \leq 0{,}8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = \nu_1 = 0{,}6$

$$\rightarrow 377{,}89\ \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}8 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \mathbf{377{,}89\ \frac{N}{mm^2} \leq 400 \frac{N}{mm^2}}$$

$\rightarrow$ ***conditie indeplinita***

$$\sigma_{sw} = \left(\frac{V_{Ed}}{z} + 2 \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}\right) \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \left(\frac{418{,}08 \cdot 10^3}{587{,}25} + 2 \cdot \frac{8{,}63 \cdot 10^6}{2 \cdot 156200{,}65}\right) \cdot \frac{100}{280 \cdot 1} = 273{,}99\ \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{sw,ef} = 4 \cdot 50{,}3 + 79 = \mathbf{280\ mm^2\ (4\ ramuri\ \emptyset 8 + 1\emptyset 10)}$$

- ***Varianta 2 – calcul conform manual AXIS VM***

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta}{V_{Ed} + 2 \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}} \rightarrow A_{s,w} = \frac{s \cdot \left(V_{Ed} + 2 \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}\right)}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} =$$

$$A_{sw} = \frac{100 \cdot \left(418{,}08 \cdot 10^3 + 2 \cdot \frac{8{,}63 \cdot 10^6}{2 \cdot 156200{,}65}\right)}{587{,}25 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{163{,}87\ mm^2}$$

$V_{Ed} = 418{,}08\ kN$

$s = 100\ mm - valoare\ impunsa$

$$A_{sw,ef} = 4 \cdot 50{,}3 + 79 = \mathbf{280\ mm^2\ (4\ ramuri\ \emptyset 8 + 1\emptyset 10)}$$

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} < 0{,}8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = \nu_1 = 0{,}6$

$$\rightarrow 377{,}89\ \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}8 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \mathbf{377{,}89\ \frac{N}{mm^2} \leq 400 \frac{N}{mm^2}}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

$$\sigma_{sw} = \left(\frac{V_{Ed}}{z} + 2 \cdot \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}\right) \cdot \frac{s}{A_{sw} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \left(\frac{418{,}08 \cdot 10^3}{587{,}25} + 2 \cdot \frac{8{,}63 \cdot 10^6}{2 \cdot 156200{,}65}\right) \cdot \frac{100}{280 \cdot 1} = 273{,}99\ \frac{N}{mm^2}$$

5.4.2.d Prezentarea armăturii longitudinale propuse și a momentelor capabile rezultate pentru toată grinda analizată

Utilizarea directă a momentelor încovoietoare rezultate din calculul static pentru armarea grinzilor poate conduce la soluții de armare ineficiente. Aceaste soluții ineficiente sunt generate de aplicarea constrângerilor constructive la stabilirea armăturilor longitudinale pornind de la ariile necesare rezultate din calculul de dimensionare. Pot rezulta astfel situații în care în unele secțiuni să se dispună cantități de armătură mult mai mari decât cele rezultate din calcul. De asemenea, realizarea unor soluții ineficiente de armare din punct de vedere al consumului de oțel conduce în unele situații la dificultăți de punere în operă cauzate, de exemplu, de *mărunțirea* exagerată a armăturii sau de numărul mare de diametre diferite utilizate pentru armarea unui element.

O soluție pentru reducerea suprarezistenței grinzilor cauzată de acești factori este redistribuirea momentelor rezultate din calculul static astfel încât să se obțină soluții de armare mai convenabile.

În cazul grinzilor redistribuirea presupune, de regulă, reducerea momentelor maxime negative din reazem și sporirea momentelor pozitive din câmp. Pentru ca redistribuția să nu conducă la un spor exagerat al deformațiilor plastice în unele secțiuni sau la reducerea rezistenței de ansamblu a structurii trebuie respectate două reguli:

- *Se poate redistribui cel mult 30% din momentul maxim rezultat din calculul static al structurii;*
- *Suma valorilor absolute ale momentelor maxime (pozitive sau negative) pe grindă trebuie să rămână aceiași după redistribuție.*

Ca o consecință a redistribuției momentelor, secțiunile al căror momement de proiectare a fost redus prin redistribuție vor începe să curgă la valori mai reduse ale forțelor laterale și, în consecință, vor fi supuse unor cerințe mai mari de deformație postelastice.

Secțiunile al căror moment de proiectare a fost majorat prin redistribuție vor începe să curgă la valori mai mari ale forțelor laterale și, în consecință, vor fi supuse unor cerințe mai mici de deformații postelastice. Totuși în urma redistribuției nu trebuie să se schimbe semnificativ cerința de ductilitate la nivelul de rezistență laterală a structurii, în ansamblu. Redistribuția este permisă atunci când grinzile sunt proiectate astfel încât să răspundă ductil, în domeniul postelastic.

Calculul ariilor de armatură s-a realizat în două variante:

- Momentele capabile mai mari sau egale cu momentele de dimensionare;
- Momentele maxime au fost redistribuite pentru uniformizarea ariilor de armătură.

În *tabelul 5.24* este prezentat centralizat rezultatul dimensionării grinzii din axul 3 peste parter.

În partea superioară a *tabelul 5.24* este prezentată varianta de armare a grinzii fără redistribirea momentelor încovoietoare, iar în partea de jos este prezentată varianta în care s-a

propus o uniformizare a ariilor de armătură în lungul grinzii fiind realizată o redistribuire maximă a momentelor de *4,1 %*, mai mică decât valoarea admisibilă de 30%.

Calculul suprarezistenței sistemului format din toată lungimea grinzii fară redistribuire:

$$\Omega_{-X}^{\rightarrow Pozitiv} = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Ed}} =$$

$$= \frac{456 + 572 + 508 + 642 + 508 + 642 + 508 + 572 + 476 + 556}{450{,}0 + 489{,}6 + 490{,}2 + 571{,}9 + 505{,}5 + 631{,}8 + 483{,}4 + 570{,}6 + 450{,}0 + 548{,}1} =$$

$$= \frac{5420}{5191{,}6} = 1{,}044 \rightarrow \boldsymbol{\Omega_{-X}^{\rightarrow Pozitiv} = 1{,}044}$$

$$\Omega_{-X}^{\leftarrow Negativ} = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Ed}}$$

$$= \frac{456 + 572 + 508 + 642 + 508 + 642 + 508 + 572 + 456 + 556}{423{,}4 + 489{,}5 + 494{,}4 + 571{,}6 + 501{,}3 + 630{,}0 + 482{,}8 + 574{,}1 + 450{,}0 + 548{,}1} =$$

$$= \frac{5420}{5161{,}2} = 1{,}066 \rightarrow \boldsymbol{\Omega_{-X}^{\leftarrow Negativ} = 1{,}050}$$

Calculul suprarezistenței sistemului format din toată lungimea grinzii după redistribuire:

$$\Omega_{-X}^{\rightarrow Pozitiv} = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Ed}} =$$

$$= \frac{479 + 556 + 563 + 606 + 563 + 606 + 563 + 556 + 479 + 556}{450{,}04 + 489{,}6 + 490{,}2 + 571{,}9 + 537{,}4 + 631{,}8 + 498{,}05 + 570{,}6 + 450{,}0 + 548{,}1} =$$

$$= \frac{5579}{5238{,}1} = 1{,}065 \rightarrow \boldsymbol{\Omega_{-X}^{\rightarrow Pozitiv} = 1{,}065}$$

$$\Omega_{-X}^{\leftarrow Negativ} = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Ed}}$$

$$= \frac{508 + 556 + 565 + 600 + 565 + 600 + 565 + 556 + 508 + 556}{423{,}48 + 489{,}58 + 491{,}4 + 571{,}6 + 532{,}4 + 630{,}08 + 498{,}48 + 571{,}5 + 450{,}0 + 548{,}1} =$$

$$= \frac{5579}{5206{,}9} = 1{,}071 \rightarrow \boldsymbol{\Omega_{-X}^{\leftarrow Negativ} = 1{,}071}$$

Tab. 5.24 – Calculul suprarezistenței secțiunilor în varianta cu și fără redistribuire

CALCULUL SUPRAREZISTENȚĂ GRINZII FĂRĂ REDISTIBUIREA MOMENTELOR ÎNCOVOIETOARE

2	Ø	22	+	3	Ø	20		2	Ø	20	+	3	Ø	22		3	Ø	25	+	2	Ø	20		2	Ø	20	+	3	Ø	22		3 Ø 22	+	2	Ø	20
												Ω =	1,00	OK						Ω =	1,02	OK						Ω =	1,12	OK						Ω =	1,17	OK
												M_{Rb} =	572	kNm						M_{Rb} =	642	kNm						M_{Rb} =	642	kNm						M_{Rb} =	572	kNm
												M_{Ed} =	571,59	kNm						M_{Ed} =	630,08	kNm						M_{Ed} =	571,65	kNm						M_{Ed} =	489,58	kNm

5.4.2.e Dimensionarea grinzii utilizând programe avansate de calcul

5.4.2.e.1 Dimensionarea utilizând programul ETABS

Programul *ETABS* permite dimensionarea automată a armăturilor longitudinale și transversale. În *figura 5.53* sunt prezentate valorile ariilor de armătură longitunală necesare pentru zonele de reazeme și câmp. Programul realizează dimensionarea pe baza valorii efective ale momentelor încovoietoare și a procentului minim de armare pentru clasa de ductilitate utilizată conform *EC2*.

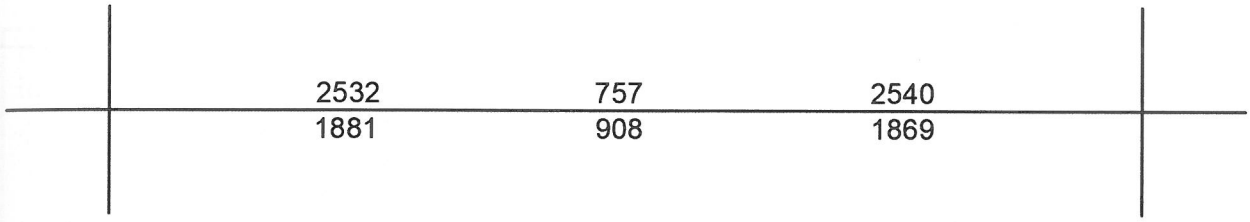


Fig. 5.53 – Armatura longitudinală de la partea inferioară şi superioară

În programul *ETABS* se poate realiza și dimensionarea armăturilor transversale, programul prezentând aria de armătură transversală necesară pe ml de grindă.

În *figura 5.54* sunt prezentate valorile ariilor de armătură pe ml de grindă obținute utilizând programul *ETABS*. Pentru aceiași grindă în urma calculului manual a rezultat o aria efectivă necesară de **1676,1 mm²/m** în comparație cu **1446 mm²/m** afișată de program. Această diferență a rezultat din faptul că forța tăietoare efectivă rezultată din calcul static are valoarea de **356,35 kN,** iar cea asociată momentelor capabile ale grinzii, calculată manual, este de **428 kN**, cu **20%** mai mare.

Valoarea calculată de program este apropiată de cea calculată manual, însă nu identică, prin umare se recomandă ca armarea transversală se se verifice conform *P100-1* prin calcul de mână, foi de calcul în EXCEL. Alternativ, se pot arma în programul *ETABS* toate grinzile cu armările reale propuse de proiectant, și atunci diferențele între valori vor fi mai mici. Se recomandă ca inaintea utilizării să se consulte manual programului.

Se recomandă ca valorile afișate de toate programele de calcul să fie verificate prin sondaj prin altă metodă de calcul (de mână, excel, etc). Producătorii programelor de calcul nu își asumă răspunderea asupra rezultatelor, și sunt situații când unele programe au erori de calcul, sau folosesc coeficienți diferiți.

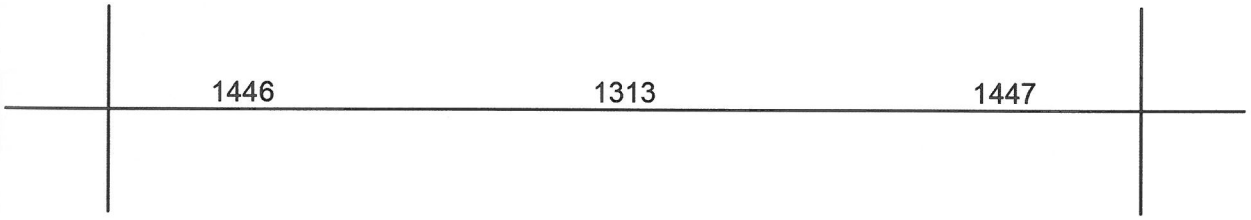


Fig. 5.54 – Armatura transversală pe ml de grindă conform *ETABS*

5.4.3 Verificarea asigurării cerințelor de ductilitate locală

5.4.3.a Grinda peste parter din axul 3

Verificarea se va face pentru grinzile ce mărginesc nodul de la intersecţia axelor B/3.

Verificarea asigurării ductilității locale se face verificând cerinţele din ***P100-1 5.3.4.2.2.***, ce impun respectarea următoarelor condiții:

- **Condiția 1**

Zonele de la extremităţile grinzilor cu lungimea l_{cr}, măsurate de la faţa stâlpilor, precum şi zonele cu această lungime, situate de o parte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii (stâlpi rezemați pe grindă), unde poate interveni curgerea în cazul combinaţiei seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative). $$l_{cr} = 1{,}5 \cdot h_w$$

Direcția Y

- $l_{cr} = 1{,}5 \cdot h_w = 1{,}5 \cdot 700 = \mathbf{1050} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

Direcția Z

- $l_{cr} = 1{,}5 \cdot h_w = 1{,}5 \cdot 800 = \mathbf{1200} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- **Condiția 2**

Cerinţele de ductilitate în zonele critice ale grinzilor se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condiţiile de armare date în continuare la aliniatele (3)...(7).

$$\left.\begin{array}{l} Conditia\ 3 - indeplinita \\ Conditia\ 4 - indeplinita \\ Conditia\ 5 - indeplinita \\ Conditia\ 6 - indeplinita \\ Conditia\ 7 - indeplinita \end{array}\right\} \rightarrow \boldsymbol{Conditia\ 2\ este\ indeplinita}$$

- **Condiția 3**

Cel puţin jumătate din secţiunea de armătură întinsă se prevede şi în zona comprimată a acestor secțiuni.

Direcția Y – reazem partea superioară

$$A_{s1,ef,gr,sup} = 2100\ mm^2 - partea\ superioara\ (armatura\ intinsa)$$

$$A_{s1,ef,gr,inf} = 2121\ mm^2 - P100 - 1 - partea\ inferioara\ (armatura\ comprimata)$$

$$A_{s1,ef,inf} \geq \frac{A_{s1,ef,gr,sup}}{2} \rightarrow 2121 \geq \frac{2100}{2} \rightarrow \mathbf{2121 \geq 1050} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

- **Condiția 4**

Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, va fi minim:

$$p \geq 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Valoarea minimă a coeficientului de armare trebuie respectată pe toată deschiderea grinzii.

$$A_{s1,min1} = 0{,}5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d_s = 0{,}5 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 400 \cdot 652{,}5 = 668{,}1\ mm^2\ [P100 - 1]$$

$$A_{s1,ef,gr,sup} = 2100\ mm^2 - partea\ superioara\ (armatura\ intinsa)$$

$$A_{s1,ef,gr,inf} = 2121\ mm^2 - partea\ inferioara\ (armatura\ comprimata)$$

$$A_{s1,min1} \leq A_{s1,ef,gr,sup} \rightarrow \mathbf{668,1 \leq 2100} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

$$A_{s1,min1} \leq A_{s1,ef,gr,inf} \rightarrow \mathbf{668,1 \leq 2121} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

Deoarece din acțiunea seismică avem momente negative și pozitive pe reazem, verificarea se va face pentru armăturile de la partea inferioară și superioară a grinzii.

- **Condiția 5**

Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălțimea zonei comprimate x_u să nu se depășească valoarea de *0,25d*. La calculul lui x_u se va ține seama și de contribuția armăturilor din zona comprimată.

$$x_{u,ef} \leq x_{u,lim}$$

$$x_{u,lim} = 0{,}25 \cdot d_s = 0{,}25 \cdot 652{,}5 = 163{,}12\ mm$$

$$x_{u,ef} = \frac{(A_{s1} - A_{s2})}{b_w \cdot f_{cd}} \cdot f_{yd} = \frac{(2602 - 2121) \cdot 435}{400 \cdot 16{,}67} = 31{,}37\ mm$$

$\mathbf{31,37 \leq 163,12} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$

- **Condiția 6**

Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii, astfel:

- La partea superioară și inferioară a grinzilor se prevăd cel puțin câte două bare cu suprafața profilată cu diametrul 14 mm;
- Cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii.

$$d_{bL\,max} \geq 14\ mm$$

$\mathbf{25\ mm \geq 14\ mm} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$

$$A_{s1,min3} \geq A_{s1,ef}$$

$$A_{s1,min3} = \max(A_{s1,ef.st}; A_{s1,ef.dr}) \cdot 0{,}25 = 2602 \cdot 0{,}25 = 651\ mm^2$$

$$A_{s1,ef} = 1289\ mm^2$$

$651\ mm^2 \geq 1289\ mm^2 \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- **Condiția 7**

Etrierii prevăzuţi în zona critică trebuie să respecte condițiile:
- Diametrul etrierilor va fi minim 6 mm;
- Distanța dintre etrieri, *s*, va fi astfel încât:

$$s \leq min\left\{\frac{h_w}{4}; 150\ mm; 8 \cdot d_{bL}\right\}$$

unde:
d_{bl} – diametrul minim al barelor longitudinale.

$d_{min} \leq d_{ef} \rightarrow \mathbf{6\ mm \leq 8\ mm} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$$d_{min} = 6\ mm$$

$$d_{ef} = 8\ mm$$

$s_{max} \geq s_{ef} \rightarrow \mathbf{150\ mm \geq 100\ mm} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

$$s_{max} = min\left\{\frac{h_w}{4}; 150\ mm; 8 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{700}{4}; 150\ mm; 8 \cdot 25\right\} = 150\ mm$$

$$s_{ef} = 100\ mm$$

- **Condiția 8**

În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de etrieri cel puțin egală cu jumătate din cea din zona critică.

$$A_{sw,ef,camp} \geq \frac{A_{sw,ef,reazem}}{2}$$

$$A_{sw,ef,reazem} = 4 \cdot 50{,}3 = 201{,}2\ mm^2\ (4\ ramuri\ \emptyset 8)$$

$$A_{sw,ef,camp} = 2 \cdot 28{,}3 + 2 \cdot 50{,}3 = 157{,}2\ mm^2\ (2\ ramuri\ \emptyset 6\ si\ 2\ ramuri\ \emptyset 8)$$

$$157{,}2\ mm^2 \geq \frac{201{,}2\ mm^2}{2}$$

$\mathbf{157{,}2\ mm^2 \geq 100{,}6\ mm^2} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

În urma verificării celor 8 condiţii prevăzute în *P 100-1* se constată ca toate sunt îndeplinite.

$$\left.\begin{array}{l} Conditia\ 1 - indeplinita \\ Conditia\ 2 - indeplinita \\ Conditia\ 3 - indeplinita \\ Conditia\ 4 - indeplinita \\ Conditia\ 5 - indeplinita \\ Conditia\ 6 - indeplinita \\ Conditia\ 7 - indeplinita \\ Conditia\ 8 - indeplinita \end{array}\right\} \rightarrow \textbf{\textit{GRINDA SATISFACE CERINTELE DE DUCTILITATE LOCALA}}$$

5.5 DIMENSIONAREA STÂLPILOR

Cedarea secțiunii depinde de corelația care există între *N-M*:

Cazul I: curgerea armăturii întinse, urmată de zdrobirea betonului comprimat (efortul unitar în armătura comprimată depinde de poziția acesteia în raport cu axa neutră);

Cazul II: zdrobirea betonului comprimat și curgera armăturii comprimate dar fără curgerea armăturii întinse (în funcție de extensia zonei comprimate efortul unitar în această armătură poate fi de întindere sau de compresiune);

CAZUL II ESTE O SITUAȚIE NEPERMISĂ ÎN PROIECTARE PENTRU SITUAȚII SEISMICE.

Pentru ca această situația să nu se producă trebuie îndeplinită condiția:

$$N_{Ed} \leq N_{lim}$$

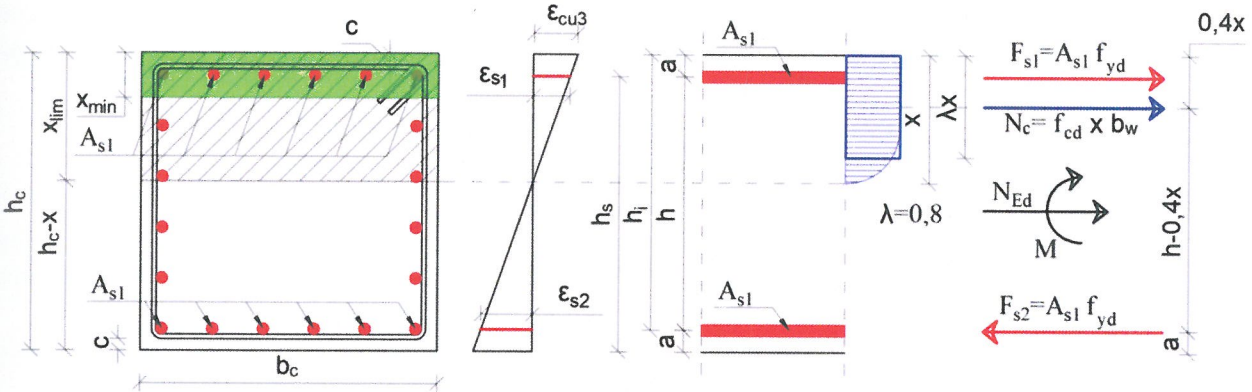


Fig. 5.55 – Schema de calcul pentru stâlpi cu secțiune dreptunghiulară/pătrată

- **Pentru oțel B500C și beton de clasa ≤C50/60**

$$x_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot a = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} \cdot a = \mathbf{2{,}64 \cdot a}$$

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{f_{yd}}} \cdot h_i = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} \cdot h_i = \mathbf{0{,}617 \cdot d_i}$$

$$\xi_{min} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 - \frac{435}{200000}} = \mathbf{2{,}64}$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0{,}0035}{0{,}0035 + \frac{435}{200000}} = \mathbf{0{,}617}$$

$$\mu_{lim} = 0{,}8 \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - 0{,}4 \cdot \xi_{lim}) = 0{,}8 \cdot 0{,}617 \cdot (1 - 0{,}4 \cdot 0{,}617) = \mathbf{0{,}371}$$

unde,

c	*acoperirea cu beton de calcul;*
a	*distanța de la fața betonului până în axul barelor longitudinale;*
A_{s1}	*aria de armătură de pe o latură.*

Acoperirea de beton rezultă cu următoarele valori de calcul:

$$c = c_{nom} + \emptyset_{sw} = 25 + 10 = 35mm$$

Inginerul proiectant trebuie să impună pe baza experienței un diametru al barelor longitudinale și transversale. Cel mai indicat este să se propună o armare a stâlpului din procent minim și să se realizeze calcul cu diamentrul barelor impuse, umând ca apoi și capacitatea stâlpului să se verifice cu armarea propusă. După verificarea prin calcul, dacă este necesar, se reia calcul acoperirilor cu beton cu noile diametre acest lucru implicând un calcul iterativ. În cazul de față s-a impus diametrul de 25 mm.

$$a = c + \frac{\emptyset_{sl}}{2} = 35 + \frac{25}{2} = 47{,}5\ mm$$

$$h_s = h_i = h_c - a = 850 - 47{,}5 = 802{,}5\ mm$$

$$b_s = b_i = b_c - a = 850 - 47{,}5 = 802{,}5\ mm$$

$$h = h_c - a - a = 850 - 47{,}5 - 47{,}5 = 755\ mm$$

$$b = b_c - a - a = 850 - 47{,}5 - 47{,}5 = 755\ mm$$

5.5.1 Calculul stratului de acoperire cu beton

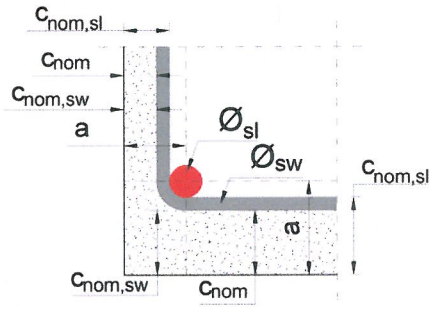


Fig. 5.56 – Stratul de acoperire cu beton

unde,

$c_{nom,sl}$	*acoperirea cu beton nominală pentru armătura longitudinală;*
$c_{nom,sw}$	*acoperirea cu beton nominală pentru armătura transversală;*
a	*acoperirea cu beton minimă din condiții de rezistență la foc;*
$\emptyset_{sl}$	*diametrul maxim al armăturii longitudinale;*
$\emptyset_{sw}$	*diametrul armăturii transversale.*

Stratul de acoperire cu beton reprezintă distanța dintre suprafața exterioară a armăturii și suprafața betonului. Acest stratul trebuie să asigure:

- conclucrarea dintre armătura de rezistență și beton în toate stadiile de lucru;
- protecția armăturii împotriva coroziunii;
- rezistența la foc.

- ***Calculul acoperirii nominale pentru armarea longitudinală***

Acoperirea de beton c_{nom} se defineste conform *SR EN 1992-1-1:2004* ca suma dintre acoperirea minimă c_{min} și o distanță suplimentară datorată toleranțelor de execuție Δc_{dev}.

$$c_{nom,sl} = c_{min,sl} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = \mathbf{35mm}$$

unde,

c_{nom}	*acoperirea cu beton nominală;*
c_{min}	*acoperirea cu beton minimă;*
Δc_{dev}	*toleranța admisibilă.*

$$c_{min,sl} = max\begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10\ mm \end{cases}$$

$$c_{min,sl} = max\begin{cases} 25\ mm \\ 15 + 0 - 0 - 0 = 15mm \rightarrow c_{min,sl} = \mathbf{25\ mm} \\ 10\ mm \end{cases}$$

unde,

$c_{min,sl}$	*acoperirea minimă datorată condițiilor de aderență;*
$c_{min,dur}$	*acoperirea minimă datorată condițiilor de mediu;*
$c_{dur,y}$	*coeficient suplimentar de siguranță;*
$c_{dur,st}$	*coeficient de reducere minimă datorită folosirii oțelurilor inoxidabile.*

Acoperirea minimă datorată condițiilor de aderență se calculează în funcție de diametrul barei și diametrul agregatelor. Diametrul impus al barei este de 25 mm iar diametrul maxim al agregatelor este 16 mm. Conform *Anexei IX tabelul A.IX.1* valoarea $c_{min,b}$ este:

$c_{min,b} = \mathbf{25\ mm}$ (egal cu diametrul barei individuale)

Valorile acoperii minime din condiți de aderanță se calculează în funcție de clasa structurală, notata cu *S*, și clasa de expunere a clădirii determinată conform *Anexa V tabelul A.V.2*. Clasa structuri recomandată pentru o durata de utilizare din proiect egala cu 50 de ani este *S4*.

În funcție de acești doi parametri se poate determina valoarea minimă a acoperirii cu beton din condiții de mediu. Valoarea minimă se determină din *Anexa IX tabelul A.IX.2.*

$$\begin{matrix} Clasa\ structura: S4 \\ Clasa\ de\ expunere: XC1 \end{matrix} \rightarrow c_{min,dur} = \mathbf{25\ mm}$$

Conform *Anexei naționale* din *SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(6)* valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranță este:

$c_{dur,y} = \mathbf{0\ mm}$

Conform *Anexei naționale* din *SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(7)* valoarea recomandată a coeficientului suplimentar de siguranța este:

$c_{dur,st} = \mathbf{0\ mm}$

Conform *Anexei naționale* din *SR EN 1992-1-1:2004 4.4.1.2.(8)* valoarea recomandată a coeficientului de reducere este:

$c_{dur,add} = \mathbf{0\ mm}$

Atunci când se utilizează un sistem de asigurare a calității în care supravegherea include măsurarea acoperirii, este posibil să se reducă marja de calcul pentru toleranțele de execuție astfel încât:

$10\ mm \geq \Delta c_{dev} \geq 5\ mm \rightarrow \Delta c_{dev} = \mathbf{10\ mm}$

- ***Calculul acoperirii nominale pentru armarea transversală***

$$c_{nom,sw} = c_{min,sw} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = \mathbf{25mm}$$

$$c_{min,sw} = max\begin{cases} 10\ mm \\ 15 + 0 - 0 - 0 = 15mm \\ 10\ mm \end{cases} \rightarrow c_{min,sw} = \mathbf{15\ mm}$$

$c_{min,b} = \mathbf{10\ mm}$ (egal cu diametrul barei individuale)

$$\begin{matrix} Clasa\ structura: S4 \\ Clasa\ de\ expunere: XC1 \end{matrix} \rightarrow c_{min,dur} = \mathbf{15\ mm}$$

$c_{dur,y} = \mathbf{0\ mm}$

$c_{dur,st} = \mathbf{0\ mm}$

$c_{dur,add} = \mathbf{0\ mm}$

- ***Verificarea acoperiri cu beton pentru barele longitudinale din condiții de rezistență la foc***

Conform *Anexa VI tabelul A.VI.1.*valoarea minimă de la fața betonului până în axul bare orizontale, notata cu *a* în *figura 5.56*, se determină în funcție de lățimea grinzii și gradul de rezistență la foc. În relația de mai jos se determină valoarea minimă conform celor doi parametri.

$$\begin{matrix} R90 \\ b_w = 400 \end{matrix} \rightarrow a_{min} = \mathbf{25\ mm}$$

Acoperirea cu beton *a* pentru barele longitudinale din condiția de rezistență la foc se determină astfel:

$$a_{min} \leq a_{ef} = c_{nom,sl} + \frac{\emptyset_{sl}}{2}$$

$$\rightarrow 25 \leq 35 + \frac{25}{2} \rightarrow \mathbf{25 \leq 47,5} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

5.5.2 Dimensionarea la stare limită ultimă

5.5.2.a Dimensionarea armăturilor longitudinale prin calcul manual

5.5.2.a.1 Determinarea momentelor încovoietoare de calcul

Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obținute direct din calculul structural în combinația seismică de proiectare la care se adaugă momentul rezultat din excentricitatea adițională e_a. Valorile eforturile de calcul $M_{y(z)}$ s-au calculat automat cu programul *ETABS* și sunt extrase din combinațiile seismice de proiectare de pe fiecare direcție a acțiuni seismice. Forța axială N_{Ed} se ia cu valoarea minimă din combinația din care rezultă momentul încovoietor maxim pe fiecare direcție în parte.

Eforturile s-au obținut din următoarele combinații de încărcări:

- **Direcția X:** $P + 0,3U + 0,4Z + S_x$
- **Direcția Y:** $P + 0,3U + 0,4Z + S_y$

Tab. 5.25 – Momente încovoietoare pe direcția Y

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed}, M_{Ed2}, M_{Ed3} (governing permutation)

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm²	Rebar %
3609.64	102.27	-899.72	102.27	102.27	7602	1.05

$$M_{Ed,y(3)} = M_y + e_a \cdot N_{Ed} = 899{,}72 + 28{,}33 \cdot 10^{-3} \cdot 3609{,}64 = 899{,}72 + 102{,}26 = 1001{,}98\ kN$$

Tab. 5.26 – Momente încovoietoare pe direcția Z

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed}, M_{Ed2}, M_{Ed3} (governing permutation)

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm²	Rebar %
3771.07	991.35	-106.85	106.85	106.85	7602	1.05

$$M_{Ed,z(2)} = M_z + e_a \cdot N_{Ed} = 991{,}35 + 28{,}33 \cdot 10^{-3} \cdot 3771{,}07 = 991{,}35 + 106{,}85 = 1098{,}18\ kN$$

$$e_a = max\left(20; \frac{h_c(b_c)}{30}\right) = max\left(20; \frac{850}{30}\right) mm = max(20; 28{,}33) mm = 28{,}33\ mm$$

Valorile momentelor încovoietoare sunt afișate automat de programul *ETABS* în modulul dedicat dimensionării elementelor din beton armat.

5.5.2.a.2 Dimensionarea armăturilor longitudinale

Dacă structura are secțiunile elementelor corect dimensionate, în general, armarea longitudinală rezultă ca și suficientă armând elementul din procentul minim. Dacă această armare nu este suficientă se mărește procentul de armare. În situația de față s-a optat pentru o armare din procent minim, urmâd a se verifica momentul capabil al elementului cu cel de calcul.

Stâlpul s-a armate cu 6 bare de diametrul de 22 mm pe fiecare latură, rezultând un procent de armare de 1,05 %. Procentul de armare minim pentru clasa de ductilitate înaltă DCH este de 1%, iar procentul maxim de amare este de 4%.

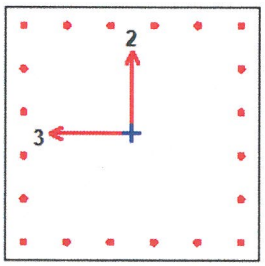


Fig. 5.57 – Schema de armare longitudinală a stâlpului

➢ ***Verificarea procentului de armare***

$p_{\min DCH} < p_{ef\ tot} < p_{max}$

$1\% < 1{,}05\% < 4\% \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$$p_{ef\,tot} = \frac{A_{stot}}{b_c \cdot h_c} \cdot 100 = \frac{7600}{850 \cdot 850} \cdot 100 = 1{,}05\%$$

$$A_{stot} = n \cdot A_{bara} = 20 \cdot 380 = 7600mm^2$$

➢ ***Calculul momentului capabil al secțiunii***

- **Direcția Y**

$$M_{Rc,y} = N_{Ed,y} \cdot \frac{h_s - x}{2} + A_{sr} \cdot f_{yd} \cdot (h_s - a) =$$

$$= 3609{,}64 \cdot \frac{(802{,}5 - 254{,}74) \cdot 10^{-3}}{2} + 6 \cdot 380 \cdot 435 \cdot (802{,}5 - 47{,}5) \cdot 10^{-6} =$$

$$= 988{,}60 + 748{,}80 =$$

$$\boldsymbol{M_{Rc,y} = 1737{,}40\ kNm}$$

$$x = \frac{N_{Ed}}{h_c \cdot f_{cd}} = \frac{3609{,}64 \cdot 10^3}{850 \cdot 16{,}67} = 254{,}74\ mm$$

- **Direcția Z**

$$M_{Rc,z} = N_{Ed,z} \cdot \frac{b_s - x}{2} + A_{sr} \cdot f_{yd} \cdot (b_s - a) =$$

$$= 3771{,}07 \cdot \frac{(802{,}5 - 266{,}13) \cdot 10^{-3}}{2} + 6 \cdot 380 \cdot 435 \cdot (802{,}5 - 47{,}5) \cdot 10^{-6} =$$

$$= 1011{,}34 + 748{,}80 =$$

$$\boldsymbol{M_{Rc,z} = 1760{,}14\ kNm}$$

$$x = \frac{N_{Ed}}{b_c \cdot f_{cd}} = \frac{3771{,}07 \cdot 10^3}{850 \cdot 16{,}67} = 266{,}13\ mm$$

➢ ***Calculul suprarezistenței***

$$\Omega_y = \frac{M_{Rc,y}}{M_{Ed,y}} = \frac{1737{,}40}{1003{,}17} = \mathbf{1{,}73}$$

$$\Omega_z = \frac{M_{Rc,z}}{M_{Ed,z}} = \frac{1760{,}14}{1098{,}18} = \mathbf{1{,}60}$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rc,y}} = \frac{1003{,}17}{1737{,}40} = \mathbf{0{,}57} < 1\ se\ verifica$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rc,z}} = \frac{1098{,}18}{1760{,}14} = \mathbf{0{,}62} < 1\ se\ verifica$$

➢ ***Verificarea stâlpului la compresiune excentrică oblică***

În absența unei metode detaliate de calcul, se acceptă un calcul de dimensionare separat pe cele două direcții principale ale secțiunii, urmând a se verifica secțiunea la compresiune excentrică oblică, astfel:

- **Direcția Y**

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rc,y}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{0,3 \cdot M_{Ed,z}}{M_{Rc,z}}\right)^{\alpha_n} \leq 1$$

$$\left(\frac{1003,17}{1737,40}\right)^{1,1083} + \left(\frac{0,3 \cdot 1098,18}{1760,14}\right)^{1,1208} \leq 1$$

$$0,544 + 0,152 \leq 1$$

$$\mathbf{0,696 \leq 1} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

- **Direcția Z**

$$\left(\frac{0,3 \cdot M_{Ed,y}}{M_{Rc,y}}\right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rc,z}}\right)^{\alpha_n} \leq 1$$

$$\left(\frac{0,3 \cdot 1003,17}{1737,40}\right)^{1,1083} + \left(\frac{1098,18}{1760,14}\right)^{1,1208} \leq 1$$

$$0,143 + 0,589 \leq 1$$

$$\mathbf{0,732 \leq 1} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

Valorile coeficientului a_n se obțin prin interpolare liniară, din *tabelul 5.27*.

$$\frac{N_{Ed,y}}{N_{Rc}} = \frac{3609,64}{15350,07} = 0,235 \rightarrow \alpha_n = 1,1083$$

$$\frac{N_{Ed,z}}{N_{Rc}} = \frac{3771,07}{15350,07} = 0,245 \rightarrow \alpha_n = 1,1208$$

$$N_{Rc} = f_{cd} \cdot b_c \cdot h_c + A_{stot} \cdot f_{yd} =$$

$$= 16,67 \cdot 850 \cdot 850 \cdot 10^{-3} + 7600 \cdot 435 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 12044,075 + 3306,0 = \ 15350,07kN$$

Tab. 5.27 – Valori ale coeficientului α_n

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
α_n	1,0	1,5	2,0

5.5.2.b Dimensionarea armăturii longitudinale utilizând programul ETABS

Conform P100-1

Paragraful 4.5.3.6.1 (2)

Combinarea efectelor acțiunii seismice se poate realiza astfel:

a) Se evalueaza separat răspunsul structural pentru fiecare direcție a acțiunii seismice, folosind regulile de combinare pentru răspunsuri modale date în *P100-1 4.5.3.3.2*;

b) Valorea maximă a efectului acțiunii seismice reprezentată prin acțiunea simultană a două componente orizontale ortogonale, se obține cu regula combinării probabilistice exprimată prin radical din suma pătratelor valorilor efectului asupra structurii, obținută conform punctului *(a)* de mai sus, a fiecărei componente orizontale;

c) Regula *(b)* se estimează în spiritul siguranței valorilor probabile ale efectelor altor direcții de acțiune seismică.

Ca o alternativa la punctele *b)* și *c)* de mai sus, efectele acțiunii datorate combinației componentelor orizontale ale acțiunii seismice se poate calcula folosind combinațiile de mai jos:

$$E_{Edx} + 0{,}30E_{Edy}$$
$$0{,}3E_{Edx} + E_{Edy}$$

Dacă se realizează calculul aceleiași structuri în programe de calcul diferite se pot obține eficiențe cu valori diferite în funcție de metode de combinare a efectelor utilizată de programul respectiv.

Programul de calcul structural *AxisVM X6* utilizează implicit metoda de calcul de la punctul *b)*, în schimb în programul de calcul *ETABS* utilizăm metoda de la punctul *a)*. Diferența de eficiență între cele două metode este de cca. 10%, metoda de la punctul *b)* fiind mai acoperitoare din punct de vedere al siguranței.

Programele de calcul utilizează alt mod de determinare al momentelor capabile, folosind curbe de interacțiune și luând în calcul toate armăturile întinse pentru determinarea momentului capabil (în calcul manual exemplificat s-au luat în calcul doar armăturile de pe o latură).

În programul *ETABS* cea mai simplă metodă de dimensionare, este de fapt o verificare, și presupune impunerea armăturii din procent minim și verificarea eficienței secțiunii.

Utilizând programul *ETABS* se obțin următoarele rezultate:

- **Direcția X**

Combinația de încărcări utilizată pentru verificarea secțiunii:

$$P + 0{,}3U + 0{,}4Z + S_x + 0{,}3S_y$$

Tab. 5.28 – Valorile eforturilor și eficiența secțiunii

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed}, M_{Ed2}, M_{Ed3} (governing permutation)

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm²	Rebar %	D/C Ratio Unitless
3759.87	357.17	-908.98	106.53	106.53	7602	1.05	0.543

Tab. 5.29 – Valorile momentelor încovoietoare capabile

Design Details for All Permutations Considered - Major Bending M3

Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
Analysis Moment M_{ana} kN-m	-888.31	-888.31	-888.31	-888.31	-888.31
Imperfection Moment M_{imp} kN-m	0.0	20.68	-20.68	0.0	0.0
$M_{des} = M_{ana} + M_{imp}$ kN-m	-888.31	-867.63	-908.98	-888.31	-888.31
Minimum Moment M_{min} kN-m	N/A	106.53	106.53	106.53	106.53
$M3_{des} = M_{des}$ or M_{min} kN-m	N/A	-867.63	-908.98	-888.31	-888.31
Neg. Moment Strength M_{Rd-} kN-m	-1983.11	-1983.11	-1983.11	-1983.11	-1983.11
Pos. Moment Strength M_{Rd+} kN-m	1983.11	1983.11	1983.11	1983.11	1983.11

- **Direcția Y**

Combinația de încărcări utilizată pentru verificarea secțiunii:

$$P + 0{,}3U + 0{,}4Z + S_y + 0{,}3S_x$$

Tab. 5.30 – Valorile eforturilor și eficiența secțiunii

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{Ed}, M_{Ed2}, M_{Ed3} (governing permutation)

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm²	Rebar %	D/C Ratio Unitless
3872.88	1009.3	-295.63	109.73	109.73	7602	1.05	0.57

Tab. 5.31 – Valorile momentelor încovoietoare capabile

Design Details for All Permutations Considered - Major Bending M3

Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
Analysis Moment M_{ana} kN-m	-295.63	-295.63	-295.63	-295.63	-295.63
Imperfection Moment M_{imp} kN-m	0.0	21.3	-21.3	0.0	0.0
$M_{al} = M_{ana} + M_{imp}$ kN-m	-295.63	-274.33	-316.93	-295.63	-295.63
Minimum Moment M_{min} kN-m	N/A	109.73	109.73	109.73	109.73
$M3_{des1} = M_{al}$ or M_{min} kN-m	N/A	-274.33	-316.93	-295.63	-295.63
Neg. Moment Strength M_{Rd-} kN-m	-1996.84	-1996.84	-1996.84	-1996.84	-1996.84
Pos. Moment Strength M_{Rd+} kN-m	1996.84	1996.84	1996.84	1996.84	1996.84

5.5.2.c Dimensionarea armăturii longitudinale utilizând programul CSiCol v.11

Din programul *ETABS* se pot export stâlpii cu tot cu combinațiile de încărcari și eforturi de calcul în programul *CSiCol*, program dedicat calculul stâlpilor din beton armat. În acest program se poate face un calcul mai riguros și de asemenea se pot vedea mai multe detalii cum ar fi înălțimea zonei comprimate, tensiuni în bare, curbele de interacțiune, etc. Pentru secțiuni uzuale ale stâlpilor rezultatele obținute cu programul *ETABS* au fost similare cu cele obținute cu programul CsiCol.

Tab. 5.32 – Eficiența secțiunii în diferite combinații de încărcări

Capacity Calculation Results

	Top End			Bottom End		
	LOAD COMBINATION	LOAD, PU (KN)	MUX (KN-M)	MUY (KN-M)	MAX CAPACITY RATIO	REMARKS
1	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 1	2,740.98	-878.19	357.17	0.55	OK
2	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 2	2,740.98	-878.19	-334.25	0.54	OK
3	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 3	2,740.98	888.31	357.17	0.55	OK
4	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 4	2,740.98	888.31	-334.25	0.55	OK
5	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 5	3,720.13	-878.19	357.17	0.52	OK
6	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 6	3,720.13	-878.19	-334.25	0.51	OK
7	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 7	3,720.13	888.31	357.17	0.52	OK
8	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy - 8	3,720.13	888.31	-334.25	0.52	OK
9	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 1	2,627.97	-285.51	988.00	0.59	OK
10	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 2	2,627.97	-285.51	-965.08	0.58	OK
11	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 3	2,627.97	295.63	988.00	0.59	OK
12	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 4	2,627.97	295.63	-965.08	0.58	OK
13	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 5	3,833.14	-285.51	988.00	0.55	OK

Export Copy Close

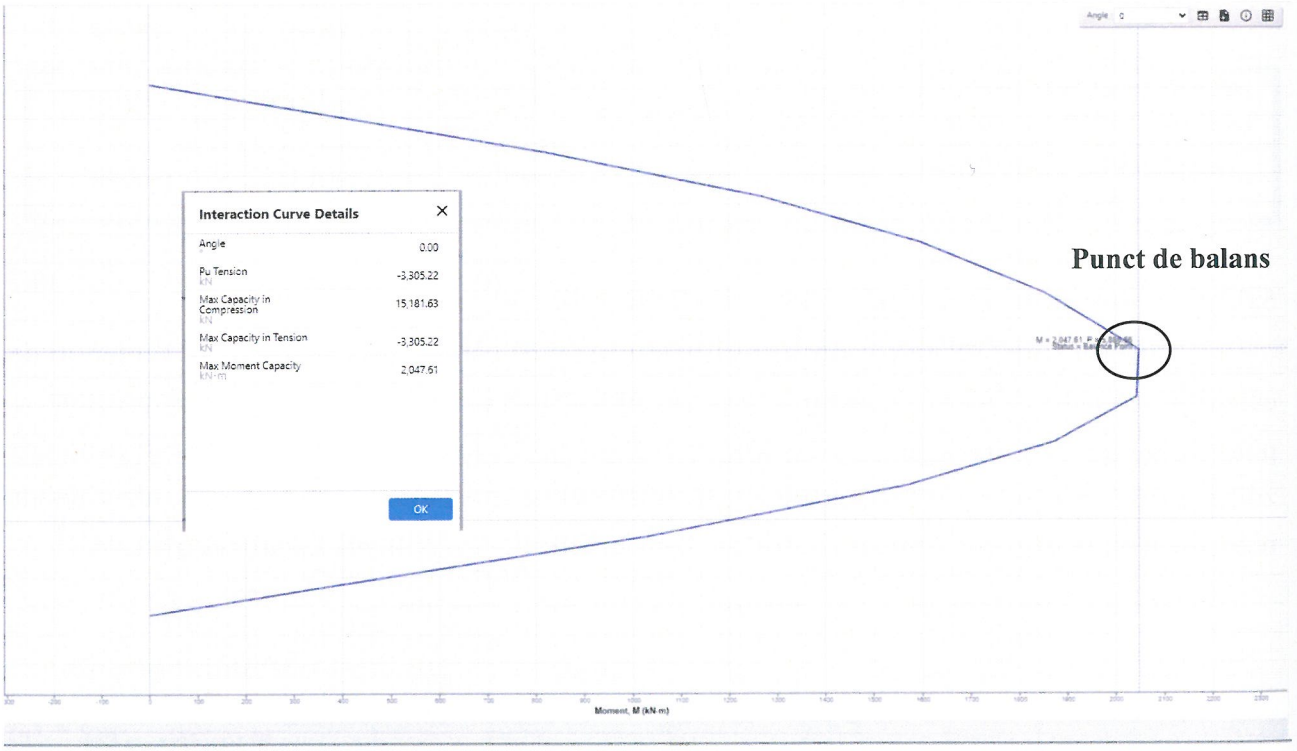


Fig. 5.58 – Capacitatea maximă a elementului

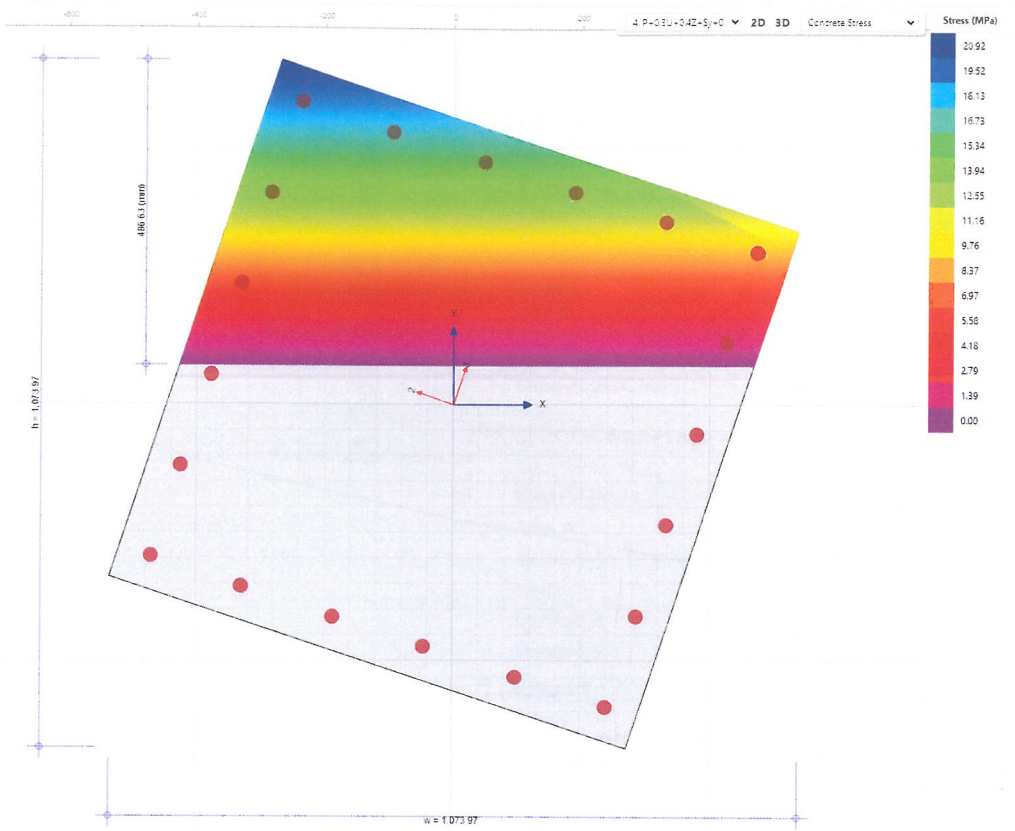


Fig. 5.59 – Suprafața comprimată și înălțimea maximă a zonei comprimate

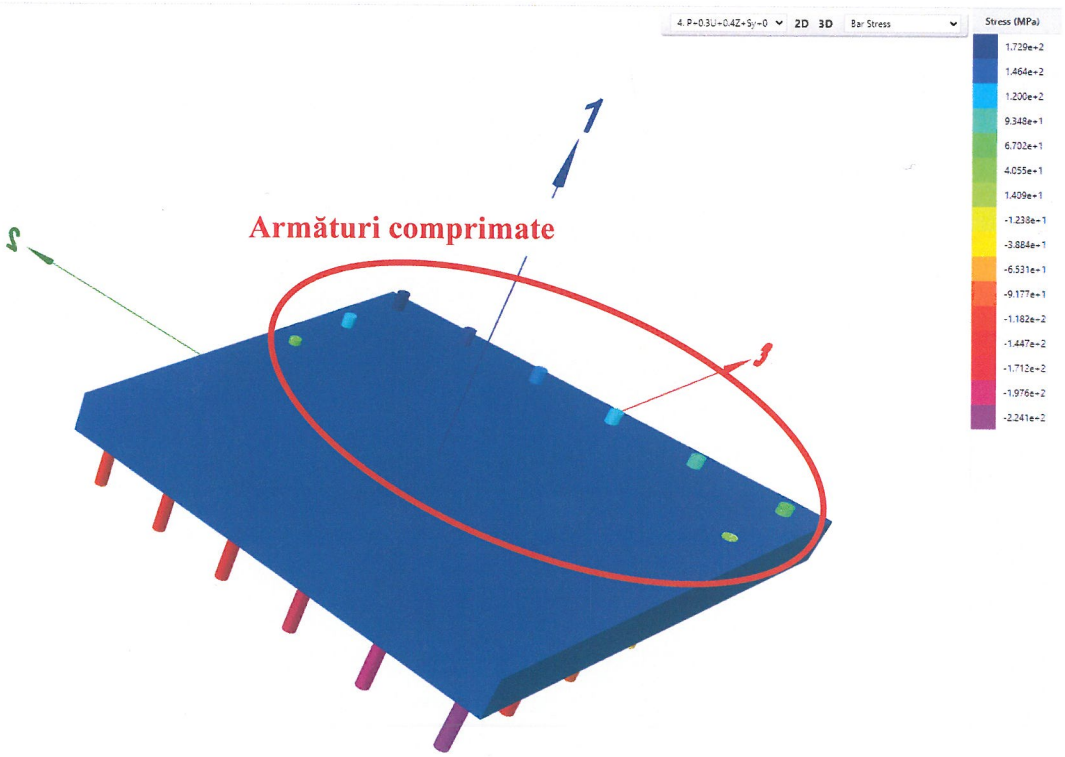


Fig. 5.60 – Starea de eforturi în armături și valoarea tensiunii

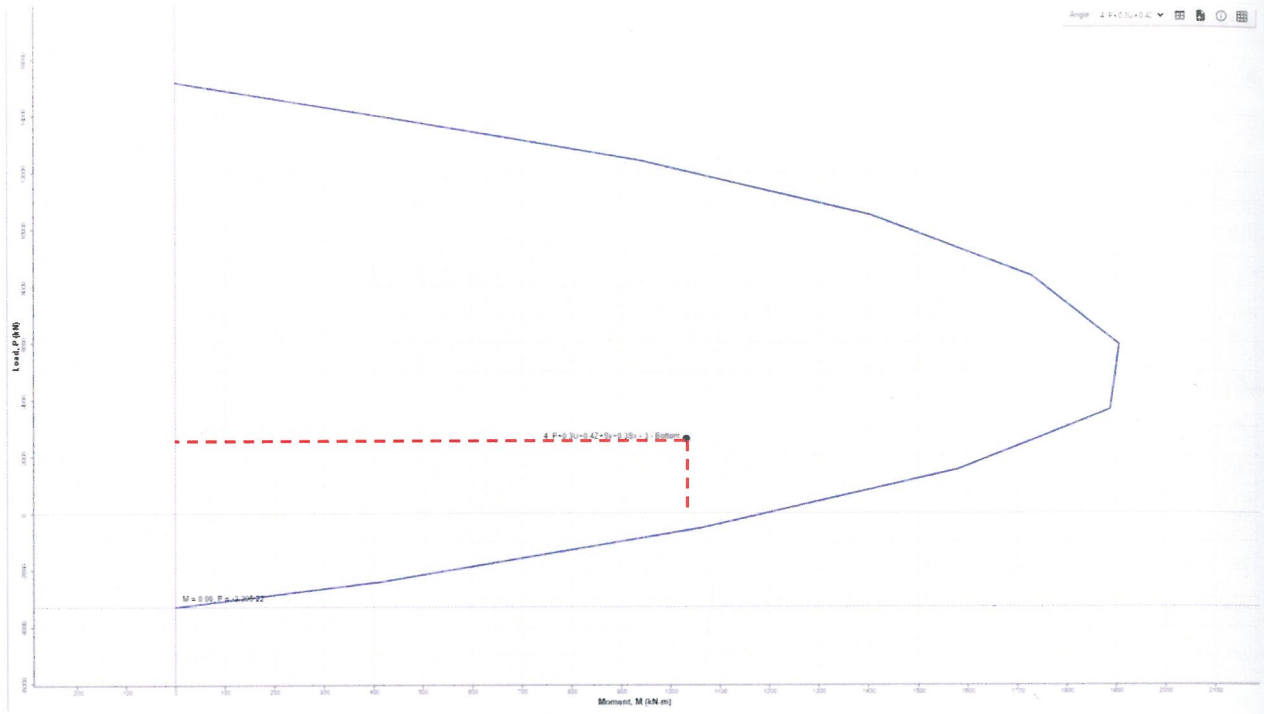


Fig. 5.61 – Curba de interacțiune pentru combinația care produce efortul maxim

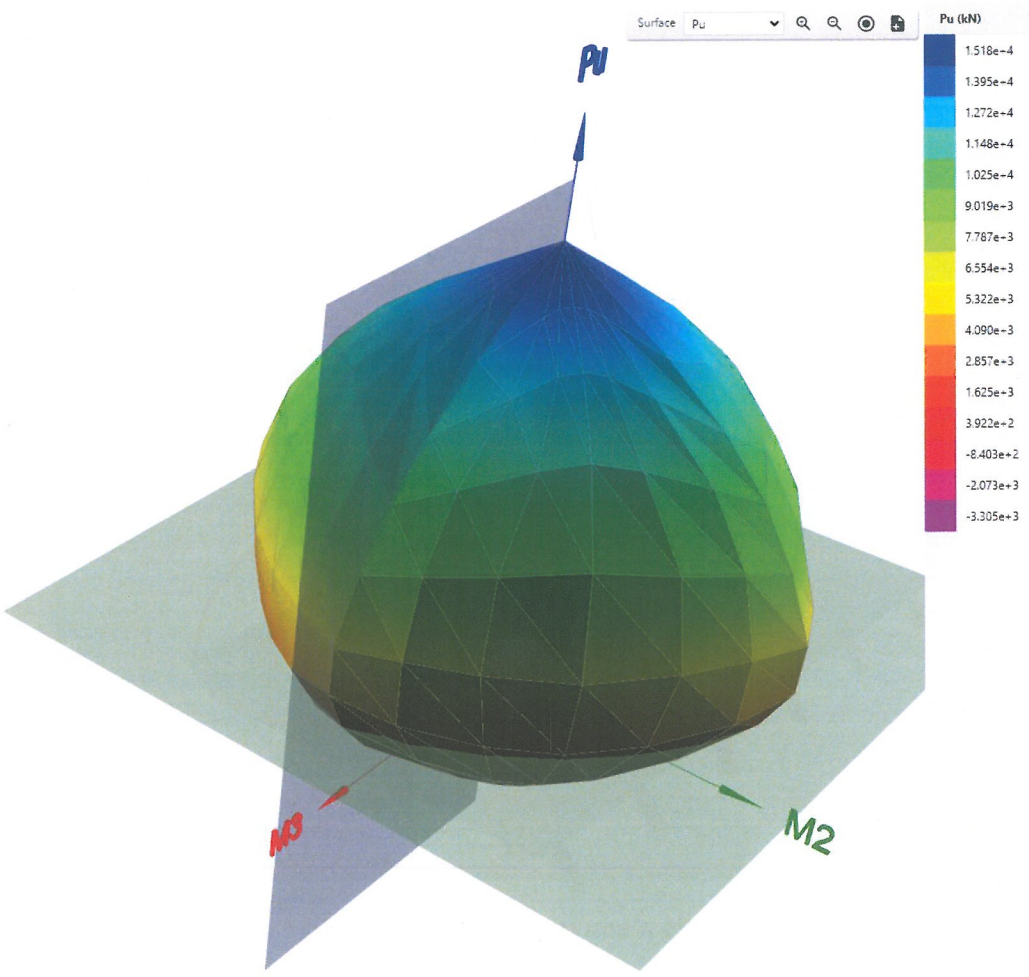
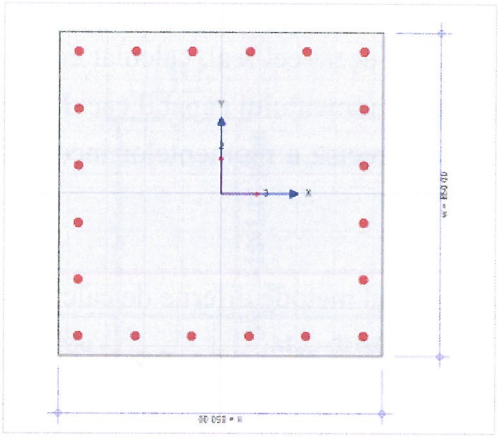
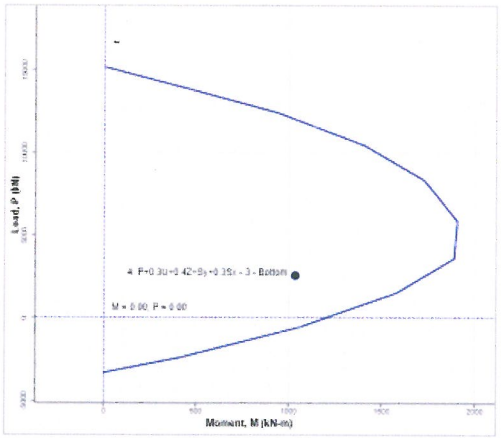
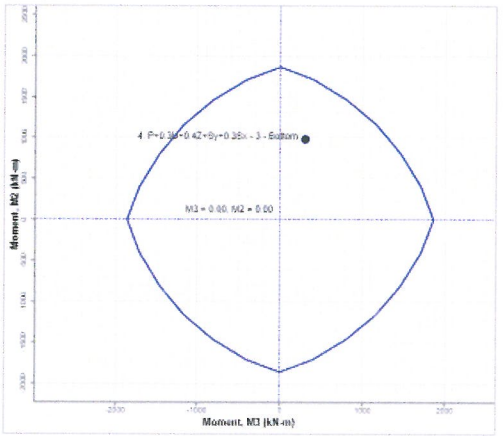


Fig. 5.62 – Suprafețe de intereacțiune







COLUMN INFORMATION

Name	400 - C66
Code	Eurocode 2: 2004
Shape	Rectangle
Consider Slenderness	Yes

SHAPE

Name	SI 85x85
Material	C25/30
Stress-Strain Curve	Mander, Rectangular Confined

SECTION PROPERTIES

Total Width, W_{total}	850.00 (mm)
Total Height, H_{total}	850.00 (mm)
Area, A	722,500.00 (mm^2)
Inertia, I_{22}	4.35e+10 (mm^4)
Inertia, I_{33}	4.35e+10 (mm^4)
Centroid, $\bar{x}$	425.00 (mm)
Centroid, $\bar{y}$	425.00 (mm)

REBARS

Rebars	20-d 22
Rebar Area	7,602.65 (mm^2)
Rebar Ratio	1.05%

COLUMN MATERIALS

Concrete

Name	C25/30
Elastic Modulus	31,000.00 (MPa)
Compressive Strength	25.00 (MPa)

Rebar

Name	Bare S500C
Stress-Strain Curve	Park Strain Hardening
Elastic Modulus	199,947.98 (MPa)
Minimum Yield Stress	500.00 (MPa)
Minimum Tensile Stress	500.00 (MPa)

GOVERNING LOAD

Name	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx - 3
Axial Load, N_{Ed}	2,627.97 (kN)
Moment Top, M_x	-61.20 (kN-m)
Moment Bottom, M_x	295.63 (kN-m)
Moment Top, M_y	-309.83 (kN-m)
Moment Bottom, M_y	988.00 (kN-m)
Design Moment, M_cDesign	988.00 (kN-m)
Max Capacity Ratio	0.59

Fig. 5.63 – Breviar de calcul pentru stâlpul analizat

5.5.2.d Concluzii privind dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpilor

Realizând calculul prin cele 3 metode se observă ca valorile obținute sunt apropiate, calculul manual fiind acoperitor la moment încovoietor, însă este descoperitor la forță tăietoare. Datorită faptului că momentul capabil calculat manual este mai redus decât cel real, calculat cu programele de calcul dedicate, forța tăietoare asociată calculată pe baza momentului capabil caculat manual va avea o valoare mai redusă. Pentru dimensionarea cât mai precisă a momentelor încovoietoare se recomandă utilizarea programelor de calcul automat.

Tab. 5.33 – Momentele capabile și eficiențe obținute utilizând metode diferite de calcul

METODA DE CALCUL	$M_{Rc,Y}$ [kNm]	$M_{Rc,Z}$ [kNm]	Eficiența maximă
Calcul manual	1737,4	1760,14	**0,62**
Calcul în programul ETABS V20.3	1983,11	1996,84	**0,57**
Calcul în programul CSiCol V11	1925	1925	**0,59**

5.5.2.e Dimensionarea armăturilor transversale

5.5.2.e.1 Determinarea forței tăietoare de calcul

Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel sub momentele de la extremitățile corespunzătoare formării articulațiilor plastice în grinzi sau stâlpii conectați în nod, după caz, pentru fiecare sens de acțiune seismică. Valorile de proiectare ale forțelor tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calcul structural în combinația seismică de proiectare multiplicată cu γ_{Rd}.

Momentele de la extremitățile stâlpului se pot determina cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)$$

$\gamma_{Rd} = 1{,}30$ - *pentru nivelul de bază al construcției*
$\gamma_{Rd} = 1{,}20$ - *pentru restul nivelurilor*

Forța tăietoare maximă se obține cu relația:

$$V_{Ed,i}^{max} = \frac{M_{dc,i} + M_{dc,j}}{H_{etaj} - h_w}$$

unde,

$M_{dc,i}$	*valoarea momentului de calcul al forței tăietoare;*
$M_{Rc,i}$	*valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea „i" corespunzătoare sensului considerat al acțiunii seismice;*
γ_{Rd}	*factor care introduce efectul consolidării oțelului și al fretării betonului în zonele comprimate;*
$\sum M_{Rc}$	*suma valorilor momentelor capabile ale stâlpilor, care intră în nod în vecinătatea secțiunii de calcul. Corespunde forței axiale din stâlp în combinația seismică de proiectare, pentru sensul considerat al acțiunii seismice;*
$\sum M_{Rb}$	*suma valorilor momentelor capabile ale grinzilor, care intră în nod în vecinătatea secțiunii de calcul.*

Momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor din *figura 5.64* au fost extrase din programul *ETABS*, iar momentele capabile ale grinzilor au fost calculate manual.

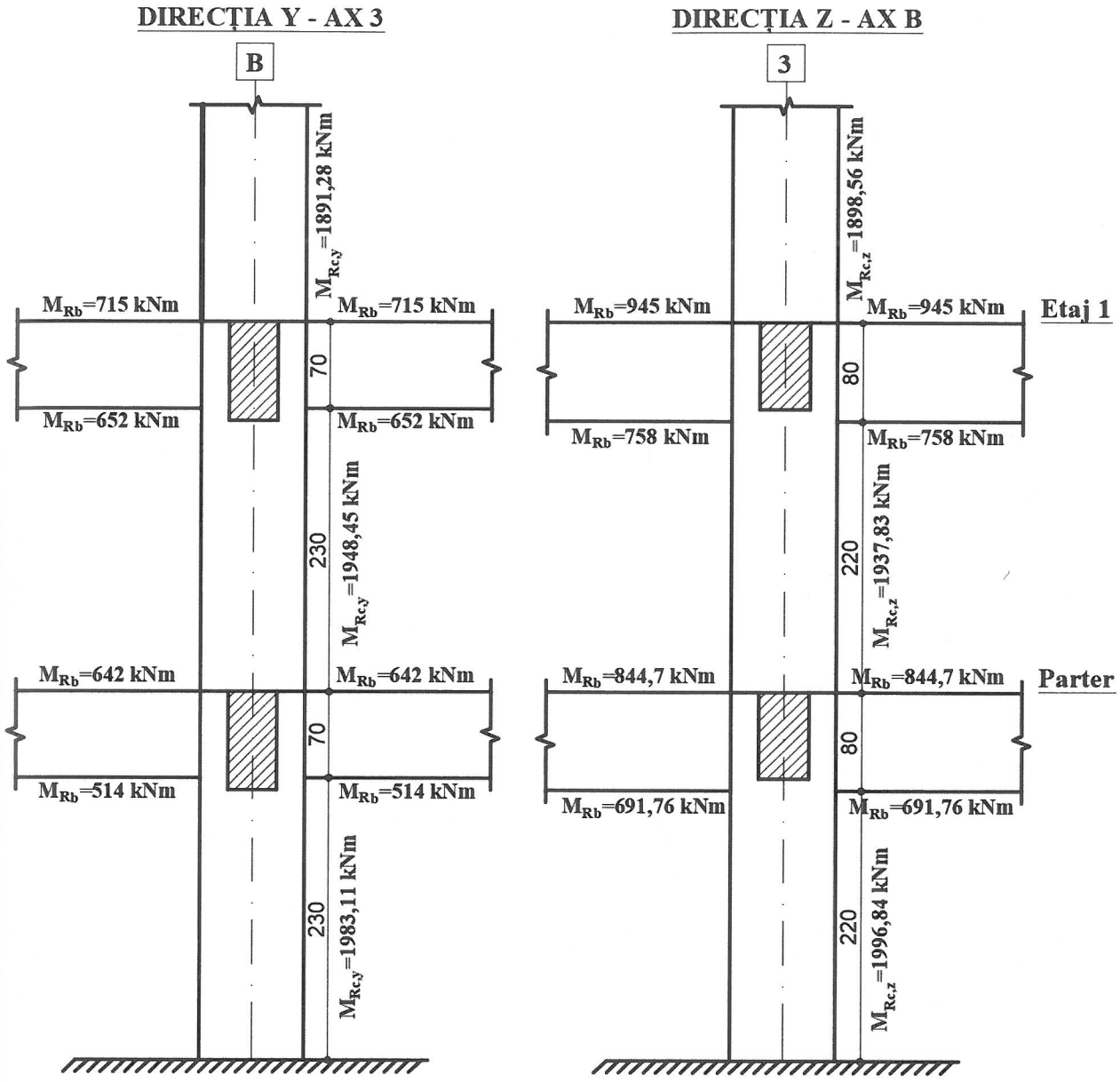


Fig. 5.64 – Momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor și grinzilor

5.5.2.e.1.1 Stâlp parter

- **Determinarea momentelor încovoietoare de calcul**
  - ***La partea inferioară a stâlpului***

Stâlpul analizat este la parterul clădirii, iar demisolul este dimensionat în domeniul elastic, fiind considerat cutie rigidă, prin urmare raportul momentelor capabile se considera *1*, astfel nu se produce o reducere a momentului încovoietor de calcul.

$$M_{dc,y}^{jos} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,y} = 1{,}30 \cdot 1983{,}11 = \mathbf{2578{,}043\ kNm}$$

$$M_{dc,z}^{jos} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,z} = 1{,}30 \cdot 1996{,}84 = \mathbf{2595{,}89\ kNm}$$

- ***La partea superioară a stâlpului***

$$M_{dc,y}^{sus} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,y} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,y}}\right) = 1{,}30 \cdot 1983{,}11 \cdot min\left(1; \frac{514 + 642}{1983{,}1 + 1948{,}45}\right) =$$

$$= 1{,}30 \cdot 1983{,}11 \cdot min(1; 0{,}294) = \mathbf{757{,}94 kNm}$$

$$M_{dc,z}^{sus} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,z} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,z}}\right) = 1{,}30 \cdot 1996{,}84 \cdot min\left(1; \frac{844{,}7 + 691{,}76}{1996{,}8 + 1937{,}83}\right) =$$

$$= 1{,}30 \cdot 1996{,}84 \cdot min(1; 0{,}390) = \mathbf{1012{,}39 kNm}$$

➢ **Calculul forței tăietoare asociate**

$$V_{Ed,y}^{max} = \frac{M_{dc,y}^{jos} + M_{dc,y}^{sus}}{H_{etaj} - h_w} = \frac{2578{,}043 + 757{,}94}{3{,}00 - 0{,}70} = \mathbf{1450{,}42\ kN}$$

$$V_{Ed,z}^{max} = \frac{M_{dc,z}^{jos} + M_{dc,z}^{sus}}{H_{etaj} - h_w} = \frac{2595{,}89 + 1012{,}39}{3{,}00 - 0{,}80} = \mathbf{1638{,}95\ kN}$$

Valorile forțelor tăietoare pentru dimensionarea stâlpului vor fi maximul din valoarea asociată mecanismului global de plastifiere și cea efectivă obținută în combinația seismică de proiectare, sau gruparea fundamentală dacă este cazul. În majoritatea situațiilor forța tăietoare maximă rezultă din combinația seismică, nu din cea fundamentală.

$$V_{Ed,max} = \max\left(V_{Ed,y}^{max}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef,y}; V_{Ed,z}^{max}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef,z}\right) =$$

$$= (1450{,}42\ ;\ 1{,}3 \cdot 589{,}82\ ;\ 1638{,}95;\ 1{,}3 \cdot 477{,}26\ ) =$$

$$= (1450{,}42\ ;\ 766{,}76\ ;\ 1638{,}95;\ 620{,}438\ ) =$$

$$\boldsymbol{V_{Ed,max} = 1638{,}95\ kN}$$

5.5.2.e.1.2 Stâlp etaj

➢ **Determinarea momentelor încovoietoare de calcul**

- ***La partea inferioară a stâlpului***

$$M_{dc,y}^{jos} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,y} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,y}}\right) = 1{,}20 \cdot 1948{,}45 \cdot min\left(1; \frac{514 + 642}{1983{,}1 + 1948{,}45}\right) =$$

$$= 1{,}20 \cdot 1948{,}45 \cdot min(1; 0{,}294) = \mathbf{687{,}413 kNm}$$

$$M_{dc,z}^{jos} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,z} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,z}}\right) = 1{,}20 \cdot 1937{,}83 \cdot min\left(1; \frac{844{,}7 + 691{,}76}{1996{,}8 + 1937{,}83}\right) =$$

$$= 1{,}20 \cdot 1937{,}83 \cdot min(1; 0{,}390) = \mathbf{906{,}90 kNm}$$

- ***La partea superioară a stâlpului***

$$M_{dc,y}^{sus} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,y} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,y}}\right) = 1{,}20 \cdot 1948{,}45 \cdot min\left(1; \frac{652 + 715}{1948{,}4 + 1891{,}28}\right) =$$

$$= 1{,}20 \cdot 1948{,}45 \cdot min(1; 0{,}356) = \mathbf{832{,}37 kNm}$$

$$M_{dc,z}^{sus} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,z} \cdot min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc,z}}\right) = 1{,}20 \cdot 1937{,}83 \cdot min\left(1; \frac{758 + 945}{1937{,}8 + 1898{,}56}\right) =$$

$= 1{,}20 \cdot 1937{,}83 \cdot min(1; 0{,}443) = \mathbf{1030{,}15 kNm}$

➢ **Calculul forței tăietoare asociată**

$$V_{Ed,y}^{max} = \frac{M_{dc,y}^{jos} + M_{dc,y}^{sus}}{H_{etaj} - h_w} = \frac{687{,}413 + 832{,}37}{3{,}00 - 0{,}70} = \mathbf{660{,}77\ kN}$$

$$V_{Ed,z}^{max} = \frac{M_{dc,z}^{jos} + M_{dc,z}^{sus}}{H_{etaj} - h_w} = \frac{906{,}90 + 1030{,}15}{3{,}00 - 0{,}80} = \mathbf{880{,}47\ kN}$$

$$V_{Ed,max} = \max\left(V_{Ed,y}^{max}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef,y}; V_{Ed,z}^{max}; \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,ef,z}\right) =$$

$$= (660{,}77\ ;\ 1{,}2 \cdot 643{,}61\ ;\ 880{,}47;\ 1{,}2 \cdot 508{,}84\ ) =$$

$$= (660{,}77\ ;\ 772{,}33\ ;\ 880{,}47;\ 610{,}60\ ) =$$

$$\boldsymbol{V_{Ed,max} = 880{,}47\ kN}$$

5.5.2.e.2 Calculul armăturilor transversale în zonele critice

În zonele critice de la baza stâlpilor, deasupra secțiunii teoretice de încastrare, se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

$p_{w,min} = 0{,}005$ - *coeficientul geometric de armare,în fiecare direcție*

$\omega_{wd,min} = 0{,}12$ - *coeficientul mecanic de armare*

$$\omega_{wd} = \frac{volumul\ etrierilor\ de\ confinare}{volumul\ miezului\ de\ beton\ confinat} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

În restul zonelor critice se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

$p_{w,min} = 0{,}0035$

$\omega_{wd,min} = 0{,}08$

Distanța dintre etrieri în zonele critice nu va depăși:

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 6 \cdot d_{bl}\right\} - deasupra\ zonei\ teoretice\ de\ incastrare$$

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 7 \cdot d_{bl}\right\} - in\ restul\ zonelor\ critice$$

unde:

b_0 – *latura mică a secțiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral);*

d_{bl} – *diametrul minim al barelor longitudinale.*

În afara cazului când nu este determinată printr-un calcul mai riguros, lungimea fiecărei zone critice se determină astfel:

- pentru zonele critice ale stâlpilor de la baza stâlpilor de la fiecare etaj;

$$l_{cr} \geq \max\left(1{,}5 \cdot h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

- pentru restul zonelor critice ale stâpilor.

$$l_{cr} \geq \max\left(h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

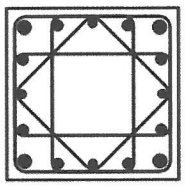
unde:
h_c – *cea mai mică dimensiune a secțiunii stâlpului*
l_{cl} – *înălțimea liberă a stâlpului la fiecare etaj.*

La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumatate din lungimea acestuia.

În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de armătură cel puțin egală cu jumatate din cea din zona critică.

Dacă $l_{cl} / h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zona critică și se va arma în consecință.

Dacă pentru armarea transversală se dispun etrieri în romb aria secțiunii etrierilor nu este întreagă, aceasta fiind afectată de unghiul la care se dispun ramurile. Pentru exemplul de mai jos numărul de ramuri se calculează astfel:



$$n_r = 2 + 2 + 2 \cdot \cos(45) = 5{,}41\ buc$$

5.5.2.e.2.1 Stâlp parter

- ***Se verifică condiția ca forță tăietoare de calcul să fie mai mică ca forța tăietoare capabilă a elementului***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd} \rightarrow \mathbf{1638{,}95\ kN \leq 1921{,}76\ kN} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

- ***Se verifică condiția de dimensionare corectă a secțiunii de beton:***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{1638{,}95\ kN \leq 2763{,}15\ kN} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

În cazul neîndeplinirii condiției se impune redimensionarea secțiunii din beton sau alegerea unei clase de beton superioare.

- ***Determinarea forței tăietoare capabile a elementului***

$$V_{Rd} = min\left(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}\right) = \min(2773{,}488; 1921{,}76) = \mathbf{1921{,}76\ kN}$$

- ***Calculul capacității portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot h_c \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 850 \cdot 722{,}25 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{2763{,}15\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot h_c = 0{,}9 \cdot 802{,}5 = 722{,}25\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

➢ ***Calculul ariei necesare de armătură transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{1638{,}95 \cdot 10^3 \cdot 100}{724{,}95 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{519{,}71\ mm^2 \rightarrow 5197{,}18\ mm^2/m}$$

➢ ***Calculul distanței maxime dintre etrieri***

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 6 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{776}{3}; 125\ mm; 6 \cdot 22\right\} =$$

$$= min\{258; 125\ mm; 132\} = 125\ mm \rightarrow s = \mathbf{100\ mm}$$

$$b_0 = h_c - c - c - d_{sw} - d_{sw} = 850 - 25 - 25 - 12 - 12 = 776\ mm$$

Pentru stâlpi cu secțiune dreptunghiulară valoarea b_0 este diferită pe fiecare direcție.

➢ ***Calculul ariei efective a armăturii transversale***

$$A_{sw,ef} = 4 \cdot 113{,}1 + 2 \cdot 78{,}5 = \mathbf{609{,}4\ mm^2}$$

$$\rightarrow \mathbf{6094}\ \frac{\boldsymbol{mm^2}}{\boldsymbol{m}}\ \boldsymbol{(4\ ramuri\ \emptyset 12 + 2\ ramuri\ \emptyset 10)}$$

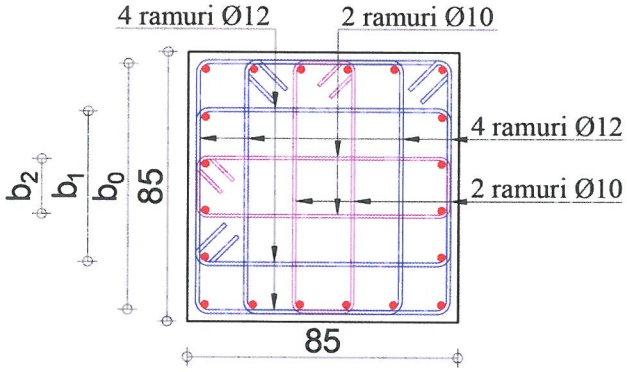


Fig. 5.65 – Armare transversală în zona critică

➢ ***Calculul ariei maxime a armăturii transversale***

În vederea asigurarii unei ruperi ductile, secțiunea etrierilor nu va depăși valoarea dată de relația:

$$A_{sw,max} = \frac{0{,}5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot s}{f_{ywd}} = \frac{0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot 850 \cdot 100}{435} = \mathbf{879{,}48\ mm^2}$$

$A_{sw,ef} \leq A_{sw,max} \rightarrow$ $\mathbf{609{,}4\ mm^2 \leq 879{,}48\ mm^2}$ → ***condiție îndeplinită***

➢ ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului armat cu etrieri***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw,ef}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{609{,}4}{100} \cdot 724{,}95 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{1921{,}76\ kN}$$

➢ ***Verificarea procentului minim de armare conform P100-1***

$$p_{w,ef} = \frac{A_{sw,ef}}{s \cdot h_c} = \frac{609{,}4}{100 \cdot 850} \cdot 100 = \mathbf{0{,}716\%}$$

$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow$ $\mathbf{0{,}716\% \geq 0{,}50\%}$ → ***condiție îndeplinită***

- ***Verificarea coeficientului mecanic de armare conform P100-1***

$$\omega_{wd,ef} = \frac{\sum A_{sw} \cdot n \cdot b_{0...n}}{b_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} =$$

unde,

n	*numărul de ramuri;*
$b_{0...n}$	*distanța dintre secțiunea situată în interiorul etrierului;*
b_0	*distanța dintre secțiunea situată în interiorul etrierului perimetral.*

$$\omega_{wd,ef} = \frac{113 \cdot 8 \cdot 776 + 113 \cdot 4 \cdot 475 + 78{,}5 \cdot 4 \cdot 776 + 78{,}5 \cdot 4 \cdot 172{,}8}{776 \cdot 776 \cdot 100} \cdot \frac{435}{16{,}67} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{701504 + 214700 + 243664 + 54259{,}2}{60217600} \cdot \frac{435}{16{,}67} = 0{,}0201 \cdot 26{,}094 = 0{,}526$$

$\omega_{wd,ef} \geq \omega_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}526 \geq 0{,}12} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- ***Calculul tensiunii în armatura transversală***

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} < 0{,}8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = \nu_1 = 0{,}6$

$$370{,}98\ \frac{N}{mm^2} \leq 0{,}8 \cdot 500\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow \mathbf{370{,}98\ \frac{N}{mm^2} \leq 400\ \frac{N}{mm^2}}$$

$\rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \frac{1638{,}95 \cdot 10^3}{724{,}95} \cdot \frac{100}{609{,}4 \cdot 1} = 370{,}98\ \frac{N}{mm^2}$$

- ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{1638{,}95}{1921{,}76} = \mathbf{0{,}85 < 1\ se\ verifica}$$

- ***Calculul lungimii zonei critice***

Lungimea zonei critice se consideră cea mai severă din cele 3 condiții:

$l_{cr} = \max(l_{cr,c1}; l_{cr,c2}; l_{cr,c3})$

$l_{cr} = \max(1275; 1912{,}5; 2200)\ mm$

$\boldsymbol{l_{cr} = 2200\ mm}$

- ***Condiția 1***

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1{,}5 \cdot h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1{,}5 \cdot 850; \frac{2200}{6}; 600mm\right)$$

$l_{cr,c1} \geq \max(1275; 366{,}66; 600mm)\ \boldsymbol{l_{cr,c1} = 1275mm}$

- ***Condiția 2***

La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumatate din lungimea acesteia.

$$l_{cr,c2} = 1{,}5 \cdot l_{cr,c1} = 1{,}5 \cdot 1275 \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,c2} = 1912{,}5m}$$

- ***Condiția 3***

Dacă $l_{cl} / h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

$$l_{cr,c3} = \frac{l_{cl}}{h_c} < 3 \rightarrow l_{cr,3} = l_{cl}$$

$$l_{cr,c3} = \frac{2200}{850} < 3$$

$$l_{cr,c3} = 2{,}588 < 3 \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,3} = 2200}$$

5.5.2.e.2.2 Stâlp etaj

➢ ***Se verifică condiția ca forță tăietoare de calcul să fie mai mică ca forța tăietoare capabilă a elementului***

$V_{Ed,max} \leq V_{Rd} \rightarrow$ **808,47 kN ≤ 1921,76 kN** → ***condiție îndeplinită***

➢ ***Se verifică condiția de dimensionare corectă a secțiunii de beton:***

$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow$ **808,47 kN ≤ 2773,488 kN** → ***condiție îndeplinită***

➢ ***Determinarea forței tăietoare capabile a elementului***

$$V_{Rd} = min\left(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}\right) = \min(2773{,}488; 951{,}73) = \boldsymbol{951{,}73\ kN}$$

➢ ***Calculul capacității portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 850 \cdot 724{,}95 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \boldsymbol{2773{,}488\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot d_s = 0{,}9 \cdot 802{,}5 = 724{,}95\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

➢ ***Calculul ariei necesare de armătură transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{808{,}47 \cdot 10^3 \cdot 100}{724{,}95 \cdot 435 \cdot 1} = \boldsymbol{256{,}37\ mm^2 \rightarrow 2563{,}7\ mm^2/m}$$

➢ ***Calculul distanței maxime dintre etrieri***

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 6 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{776}{3}; 125\ mm; 6 \cdot 22\right\} =$$

$$= min\{258; 125\ mm; 132\} = 125\ mm \rightarrow s = \mathbf{100\ mm}$$

➢ ***Calculul ariei efective a armăturii transversale***

$$A_{sw,ef} = 6 \cdot 50{,}3 = \mathbf{301{,}8\ mm^2} \rightarrow \mathbf{3018\ mm^2/m\ (6\ ramuri\ \emptyset 8)}$$

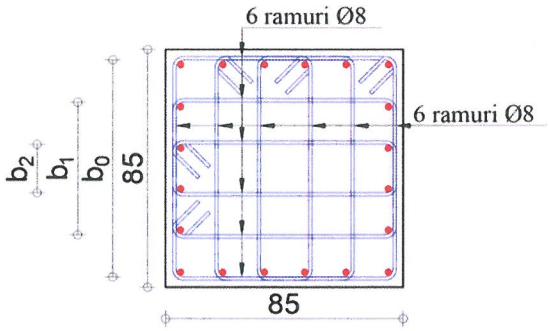


Fig. 5.66 – Armare transversală zonă critică stâlp etaj 1

➢ ***Calculul ariei maxime a armăturii transversale***

$$A_{sw,max} = \frac{0{,}5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}} = \frac{0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67 \cdot 850 \cdot 100}{400} = \mathbf{956{,}44\ mm^2}$$

$$A_{sw,ef} \leq A_{sw,max} \rightarrow \mathbf{301{,}8\ mm^2 \leq 956{,}44\ mm^2} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

➢ ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului armat cu etrieri***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw,ef}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{301{,}8}{100} \cdot 724{,}95 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{951{,}73\ kN}$$

➢ ***Verificarea procentului minim de armare conform P100-1***

$$p_{w,ef} = \frac{A_{sw,ef}}{s \cdot b_w} = \frac{301{,}8}{100 \cdot 850} \cdot 100 = \mathbf{0{,}355\%}$$

$$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}355\% > 0{,}35\%} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

➢ ***Verificarea coeficientului mecanic de armare conform P100-1***

$$\omega_{wd,ef} = \frac{\sum A_{sw} \cdot n \cdot b_{0\ldots n}}{b_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{50{,}3 * 12 * 776 + 50{,}3 * 4 * 475 + 50{,}3 * 4 * 172{,}8}{776 \cdot 776 \cdot 100} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{468393{,}6 + 95570 + 34767{,}36}{776 \cdot 776 \cdot 100} \cdot \frac{435}{16{,}67} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{598730{,}96}{60217600} \cdot \frac{435}{16{,}67} = 9{,}94 \cdot 10^{-3} \cdot 26{,}094 = 0{,}259$$

$$\omega_{wd,ef} \geq \omega_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}251 \geq 0{,}08} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

➢ ***Calculul tensiunii în armătura transversală***

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} < 0,8 \cdot f_{ywk} \rightarrow}$ *se poate adopta* $v = \nu_1 = 0,6$

$$369,51\ \frac{N}{mm^2} < 0,8 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \mathbf{369,51\ \frac{N}{mm^2} < 400 \frac{N}{mm^2}}$$

$\rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \frac{808,47 \cdot 10^3}{724,95} \cdot \frac{100}{301,8 \cdot 1} = 369,51\ \frac{N}{mm^2}$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{808,47}{951,73} = \mathbf{0,849 < 1\ se\ verifica}$$

➢ ***Calculul lungimii zonei critice***

Lungimea zonei critice se consideră cea mai severă din cele 3 condiții:

$l_{cr} = \max(l_{cr,c1}; l_{cr,c2}; l_{cr,c3})$

$l_{cr} = \max(1275; 1912,5; 2200)\ mm$

$\boldsymbol{l_{cr} = 2200\ mm}$

- ***Condiția 1***

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1,5 \cdot h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1,5 \cdot 850; \frac{2200}{6}; 600mm\right)$$

$l_{cr,c1} \geq \max(1275; 366,66; 600mm) \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,c1} = 1275mm}$

- ***Condiția 2***

La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumatate din lungimea acestuia.

$l_{cr,c2} = 1,5 \cdot l_{cr,c1} = 1,5 \cdot 1275 =$

$\boldsymbol{l_{cr,c2} = 1912,5mm}$

- ***Condiția 3***

Daca $l_{cl} / h_c < 3$, *întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.*

$$l_{cr,c3} = \frac{l_{cl}}{h_c} < 3 \rightarrow l_{cr,3} = l_{cl}$$

$$l_{cr,c3} = \frac{2200}{850} < 3$$

$l_{cr,c3} = 2,588 < 3 \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,3} = 2200}$

5.5.2.e.3 Calculul armăturilor transversale între zonele critice

5.5.2.e.3.1 Stâlp parter

- ***Se verifică condiția ca forța tăietoare de calcul să fie mai mică ca forța tăietoare capabilă a elementului***

$V_{Ed,max} \leq V_{Rd} \rightarrow \mathbf{589,82\ kN \leq 988,10\ kN} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- ***Se verifică condiția de dimensionare corectă a secțiunii de beton:***

$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{589,82\ kN \leq 2773,488\ kN} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- ***Determinarea forței tăietoare capabile a elementului***

$V_{Rd} = min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}) = \min(2773,488; 988,10) = \mathbf{988,10\ kN}$

- ***Calculul capacității portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 850 \cdot 724,95 \cdot 0,54 \cdot 16,67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{2773,488\ kN}$$

$$z = 0,9 \cdot d_s = 0,9 \cdot 802,5 = 724,95\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\nu_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0,54$$

- ***Calculul ariei necesare de armătură transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{589,82 \cdot 10^3 \cdot 150}{724,95 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{280,55\ mm^2 \rightarrow 2805,5\ mm^2/m}$$

$s = 150\ mm - valoare\ impusa$

- ***Calculul ariei efective a armăturii transversale***

$A_{sw,ef} = 6 \cdot 78,5 = \mathbf{471\ mm^2 \rightarrow 4710\ mm^2/m}$ **(6 *ramuri* Ø10)**

- ***Calculul ariei maxime a armăturii transversale***

În vederea asigurării unei ruperi ductile, secțiunea etrierilor nu va depăși valoarea dată de relația:

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,54 \cdot 16,67 \cdot 850 \cdot 150}{400} = \mathbf{1434,6\ mm^2}$$

$A_{sw,ef} \leq A_{sw,max} \rightarrow \mathbf{471\ mm^2 \leq 1434,66\ mm^2} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- ***Calculul forței tăietoare capabile a elementului armat cu etrieri***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw,ef}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{471}{150} \cdot 724,95 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{988,10\ kN}$$

➢ ***Verificarea procentului minim de armare conform P100-1***

$$p_{w,ef} = \frac{A_{sw,ef}}{s \cdot b_w} = \frac{471}{150 \cdot 850} \cdot 100 = \mathbf{0,369\%}$$

$$p_{w,min} = \frac{p_{w,ef,zona\ critica}}{2} = \frac{0,716}{2}\% = \mathbf{0,358\%}$$

$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow \mathbf{0,369\% \geq 0,358\%} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

Procentul minim va fi cel puțin jumătate din valoarea prevazută în zona critică.

➢ ***Verificarea coeficientului mecanic de armare conform P100-1***

$$\omega_{wd,ef} = \frac{\sum A_{sw} \cdot n \cdot b_{0\ldots n}}{b_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{78,5 \cdot 12 \cdot 776 + 78,5 \cdot 4 \cdot 475 + 78,5 \cdot 4 \cdot 172,8}{776 \cdot 776 \cdot 100} \cdot \frac{435}{16,67} =$$

$$\omega_{wd,ef} = \frac{730992 + 149150 + 54259,2}{60217600} \cdot \frac{435}{16,67} = 0,0155 \cdot 26,094 = 0,404$$

$\omega_{wd,ef} \geq \omega_{w,min} \rightarrow \mathbf{0,404 \geq 0,12} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

➢ ***Calculul tensiunii în armătura transversală***

$\boldsymbol{Daca\ \sigma_{sw} < 0,8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = v_1 = 0,6$

$$259,1\ \frac{N}{mm^2} < 0,8 \cdot 500\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow \mathbf{259,1\ \frac{N}{mm^2} < 400\ \frac{N}{mm^2}}$$

$\rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \frac{589,82 \cdot 10^3}{724,95} \cdot \frac{150}{471 \cdot 1} = 259,10\ \frac{N}{mm^2}$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{589,82}{955,10} = \mathbf{0,61 < 1\ se\ verifica}$$

Pentru stâlpul analizat întreaga zonă se considera critică și prin urmare trebuie armat pe toată lungimea cu aceiași armare. Calculul s-a realizat doar pentru a explicita algoritmul de calcul pentru zonele situate între zonele critice. Acest calcul în situația actuală nu s-ar aplica pentru nici un stâlp din structura analizată pentru ca toți stâlpii din structură au lungimea zonei critice egală cu lungimea liberă a stâlpului.

5.5.2.e Verificarea ductilității elementului la starea limită ultimă

Verificarea la starea limită ultimă a deformaţiilor laterale pentru elementele structurale de beton armat are drept scop realizarea unei marje de siguranţă suficiente faţă de stadiul prăbuşirii construcţiei.

În proiectarea de tip curent bazată pe calcul structural în domeniul elastic, verificarea se face cu relația:

$$\theta^{ULS} = c \cdot q \cdot \theta_e \leq \theta_u^{ULS}$$

$$\theta_e = \frac{d_V}{L_V} = \frac{2{,}8}{1780} = 1{,}573 \cdot 10^{-3}$$

$$1{,}30 \cdot 5 \cdot 1{,}573 \cdot 10^{-3} \leq \theta_u^{ULS}$$

$$0{,}0102 \leq 0{,}03 \rightarrow \mathbf{1{,}02\% \leq 3{,}00\%} \rightarrow \textbf{\textit{condiţie îndeplinită}}$$

Valorile d_v şi L_v sunt cele măsurate grafic direct pe element, iar modulul de elasticitate al betonului se va considera *0,5EI*.

unde,

θ^{ULS}	*este rotirea de bară (rotirea corzii), respectiv unghiul între secantă şi axul barei la extremitatea unde intervine curgerea produsă de acţiunea seismică asociată ULS;*
θ_e	*este rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acţiunile seismice de proiectare;*
c	*este factorul de amplificare al deplasărilor θ_e în domeniul $T_1 < T_c$, determinat cu relaţia:* $1 < c = 3 - 2.3 \cdot \frac{T_1}{T_C} < \frac{\sqrt{T_c \cdot q}}{1{,}7}$
θ_u^{ULS}	*valori admisibile ale rotirilor;*
L_V	*este distanța de la capătul considerat al elementului la punctul de inflexiune al deformatei;*
d_V	*este deplasarea la nivelul punctului de inflexiune măsurată în raport cu capătul considerat al elementului.*

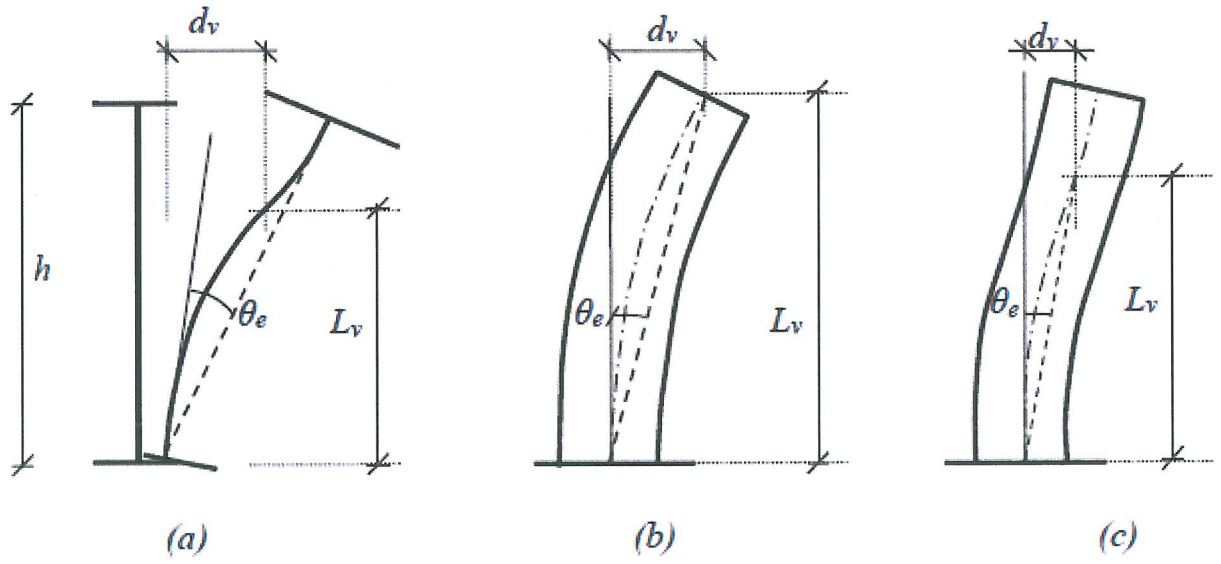


Fig. 5.67 – Rotirea corzii

Tab. 5.34 – Valorile admisibile ale rotirilor, θ_u^{ULS}

TIPUL DE ELEMENT	CLASA DE DUCTILITATE	
	DCH	DCM
Grinzi de cadru	3,5%	3,0%
Grinzi de cuplare armate cu bare ortogonale	1,5%	1,5%
Grinzi de cuplare armate cu carcase diagonale	4,0%	4,0%
Stâlpi	3,0%	2,5%
Pereți structurali și sisteme verticale contravântuite	2,0%	1,5%

5.5.2.e Verificarea asigurării cerințelor de ductilitate locală a stâlpului de la parter ax B/3

Verificarea asigurării ductilitații locale se face verificând condițiile din *P100-1 5.3.4.2.2.*, ce impun respectarea următoarelor condiții:

- **Condiția 1**

Efortul axial mediu normalizat în oricare combinaţie seismică de proiectare, v_d, nu va depăşi valoarea *0,45*. Sunt admise valori v_d sporite până la *0,55* dacă rotirea capabilă a barei în domeniul postelastic, determinată utilizând modelul de comportare al elementelor de beton armat încovoiate, este mai mare decât cerinţa.

Cerinţele de rotiri de bare ale elementelor structurale pot fi evaluate pe două căi:

- Prin calcul neliniar, care furnizează direct cerinţele de rotire în zone critice;
- În mod aproximativ, prin evaluarea cerinţelor de rotire sub acţiunea seismică de proiectare, în conformitate cu prevederile *Anexei F* din *P 100-1*.

- **Direcția Y**

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b_c \cdot h_c f_{cd}} = \frac{3759{,}87 \cdot 10^3}{850 \cdot 850 \cdot 16{,}67} = \mathbf{0{,}312 \leq 0{,}45}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

- **Direcția Z**

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b_c \cdot h_c f_{cd}} = \frac{3872{,}88 \cdot 10^3}{850 \cdot 850 \cdot 16{,}67} = \mathbf{0{,}321 \leq 0{,}45}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{conditie\ indeplinita}$$

- **Condiția 2**

Coeficientul de armare longitudinală totală, p, va fi cel puțin *0,01* și maxim *0,04*.

$p_{\min DCH} < p_{ef\ tot} < p_{max}$

$0{,}01 < 0{,}015 < 0{,}04 \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

- **Condiția 3**

Între armăturile din colțuri se va prevedea pe fiecare latură câte o bare intermediară.

Pe fiecare latură sunt prevazute 4 bare intermediare → ***condiție îndeplinită***

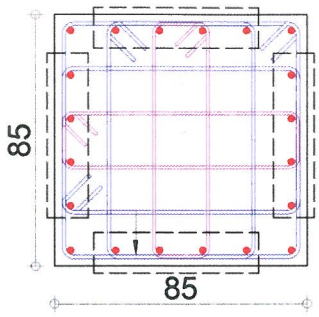


Fig. 5.68 – Dispunere armături longitudinale și transversal

- **Condiția 4**

Zonele de la extremitățile stâlpilor, la fiecare nivel, se vor considera zone critice pe o distanță l_{cr}.

Etrieri îndesiți pe toată lungimea stâlpului → ***condiție îndeplinită***

- **Condiția 5**

În afara cazului când este determinată printr-un calcul mai riguros, lungimea fiecarei zone critice se determină cu relația:

- pentru zonele critice ale stâlpilor de la baza stâlpilor de la fiecare etaj;

$$l_{cr} \geq \max\left(1{,}5 \cdot h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

- pentru restul zonelor critice ale stâpilor.

$$l_{cr} \geq \max\left(h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

unde:
h_c – cea mai mică dimensiune a secțiunii stâlpului;
l_{cl} – înălțimea liberă a stâlpului la fiecare etaj.

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1{,}5 \cdot h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 600mm\right)$$

$$l_{cr,c1} \geq \max\left(1{,}5 \cdot 850; \frac{2200}{6}; 600mm\right)$$

$$l_{cr,c1} \geq \max(1275; 366{,}66; 600mm) \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,c1} = 1275mm}$$

- **Condiția 6**

Daca $l_{cl} / h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

$$l_{cr,c3} = \frac{l_{cl}}{h_c} < 3 \rightarrow l_{cr,3} = l_{cl}$$

$$l_{cr,c3} = \frac{2200}{850} < 3$$

$$l_{cr,c3} = 2{,}588 < 3 \rightarrow \boldsymbol{l_{cr,3} = 2200}$$

- **Condiția 7**

În interiorul zonelor critice se vor prevedea etrieri și agrafe care să asigure ductilitatea necesară și împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Armarea transversală va fi distribuită astfel încât să se realizeze starea de solicitare triaxială.

A se vedea *figura 5.68* → ***condiție îndeplinită***

- **Condiția 8**

În zonele critice de la baza stâlpilor, deasupra secțiunii teoretice de încastrare, se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condițiile:

$p_{w,min} = 0{,}005$ - *coeficientul geometric de armare, în fiecare direcție*

$\omega_{wd,min} = 0{,}12$ - *coeficientul mecanic de armare*

$$\omega_{wd} = \frac{volumul\ etrierilor\ de\ confinare}{volumul\ miezului\ de\ beton\ confinat} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}716\% \geq 0{,}50\%} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$\omega_{wd,ef} \geq \omega_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}526 \geq 0{,}12} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- **Condiția 9**

În restul zonelor critice se va prevedea cel puțin armarea transversală minimă data de cea mai sevară dintre condițiile:

$p_{w,min} = 0{,}0035$

$\omega_{wd,min} = 0{,}08$

$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}355\% \geq 0{,}35\%} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

$\omega_{wd,ef} \geq \omega_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}404 \geq 0{,}08} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- **Condiția 10**

Armarea transversală va respecta condiția:

- Distanța dintre etrieri în zonele critice nu va depăși:

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 6 \cdot d_{bl}\right\} - deasupra\ zonei\ teoretice\ de\ incastrare$$

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 7 \cdot d_{bl}\right\} - in\ restul\ zonelor\ critice$$

unde:

b_0 – *latura mică a secțiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral);*

d_{bl} – *diametrul minim al barelor longitudinale.*

- Distanța în secțiune dintre barele consecutive aflate la colțul unui etrier sau prinse cu agrafe nu va fi mai mare de 200 mm.

$$s \leq min\left\{\frac{b_0}{3}; 125\ mm; 6 \cdot d_{bl}\right\} = min\left\{\frac{686}{3}; 125\ mm; 6 \cdot 22\right\} =$$

$$= min\{228; 125\ mm; 132\} = 125\ mm \rightarrow \boldsymbol{s = 100\ mm}$$

$$\boldsymbol{150\ mm \leq 200\ mm} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

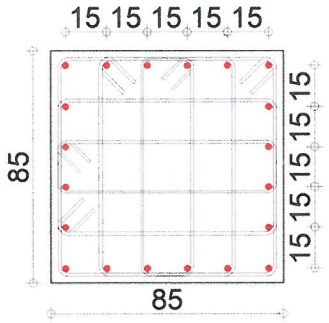


Fig. 5.69 – Distanța dintre armăturile longitudinale

- **Condiția 11**

La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri și la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea etrieri îndesiți și dincolo de zona critică pe o distanță egală cu jumătate din lungimea acestuia.

$$l_{cr,c2} = 1{,}5 \cdot l_{cr,c1} = 1{,}5 \cdot 1275 =$$

$$\boldsymbol{l_{cr,c2} = 1912{,}5mm}$$

- **Condiția 12**

În afara zonelor critice se va prevedea o cantitate de armătură cel puțin egală cu jumatate din cea din zona critică.

$$p_{w,min} = \frac{p_{w,ef,zona\ critica}}{2} = \frac{\mathbf{0{,}716}}{\mathbf{2}}\% = \mathbf{0{,}358\%}$$

$$p_{w,ef} \geq p_{w,min} \rightarrow \mathbf{0{,}369\% \geq 0{,}358\%} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

În urma verificării celor 12 condiții prevăzute în *P 100-1* se constată ca toate condițiile sunt îndeplinite.

$$\left.\begin{array}{l} Conditia\ 1 - indeplinita \\ Conditia\ 2 - indeplinita \\ Conditia\ 3 - indeplinita \\ Conditia\ 4 - indeplinita \\ Conditia\ 5 - indeplinita \\ Conditia\ 6 - indeplinita \\ Conditia\ 7 - indeplinita \\ Conditia\ 8 - indeplinita \\ Conditia\ 9 - indeplinita \\ Conditia\ 10 - indeplinita \\ Conditia\ 11 - indeplinita \\ Conditia\ 12 - indeplinita \end{array}\right\} \rightarrow \textbf{\textit{STALPUL SATISFACE CERINTELE DE DUCTILITATE LOCALA}}$$

5.6 VERIFICAREA MECANISMULUI DE FORMARE A ARTICULAȚIILOR PLASTICE

În vederea impunerii mecanismului structural de disipare de energie care să îndeplinească cerințele din *P100-1 5.2.3.3.1*, la fiecare nod grindă – stâlp al structurilor tip cadru și al structurilor duale cu cadre predominante va fi îndeplinită următoarea condiție.

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{Rb}$$

unde,

$\sum M_{Rc}$ *– suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nod, în secțiunile învecinate nodului; se consideră valorile minime corespunzătoare variației posibile a forțelor axiale în combinația seismică de proiectare;*

$\sum M_{Rb}$ *– suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile în grinzile care intră în nod, în secțiunile învecinate nodului;*

γ_{Rd} *– factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidare a oțelului, care se va considera astfel:*

$$\gamma_{Rd} = 1{,}30 - pentru\ clasa\ de\ ductilitate\ DCH$$
$$\gamma_{Rd} = 1{,}20 - pentru\ clasa\ de\ ductilitate\ DCM$$

Această verificare este bine să se facă înainte de dimensionarea armăturilor transversale. Dacă verificarea nu este satisfacută, trebuie modificată secțiunea sau armarea elementului și prin urmare tot calcul realizat pentru dimensionarea armăturilor transversale trebuie reluat.

- **Algoritm de calcul stâlpi marginali**

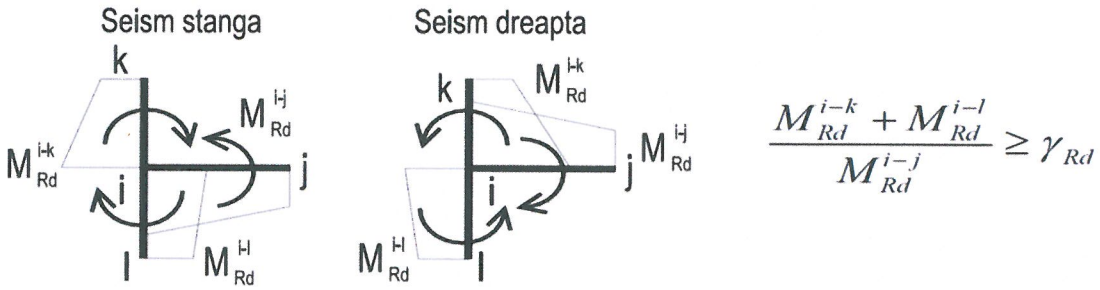


Fig. 5.70 – Schema de verificare mecanism de formare articulații plastice stâlpi marginali

- **Algoritm de calcul stâlpi centrali**

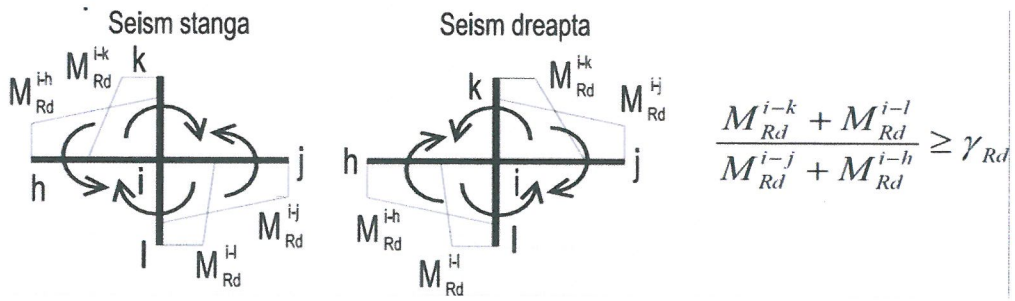


Fig. 5.71 – Schemă de verificare mecanism de formare articulații plastice stâlpi centrali

- *Verificare mecanism de formare articulații plastice – Nod ax B/3 stâlp parter*

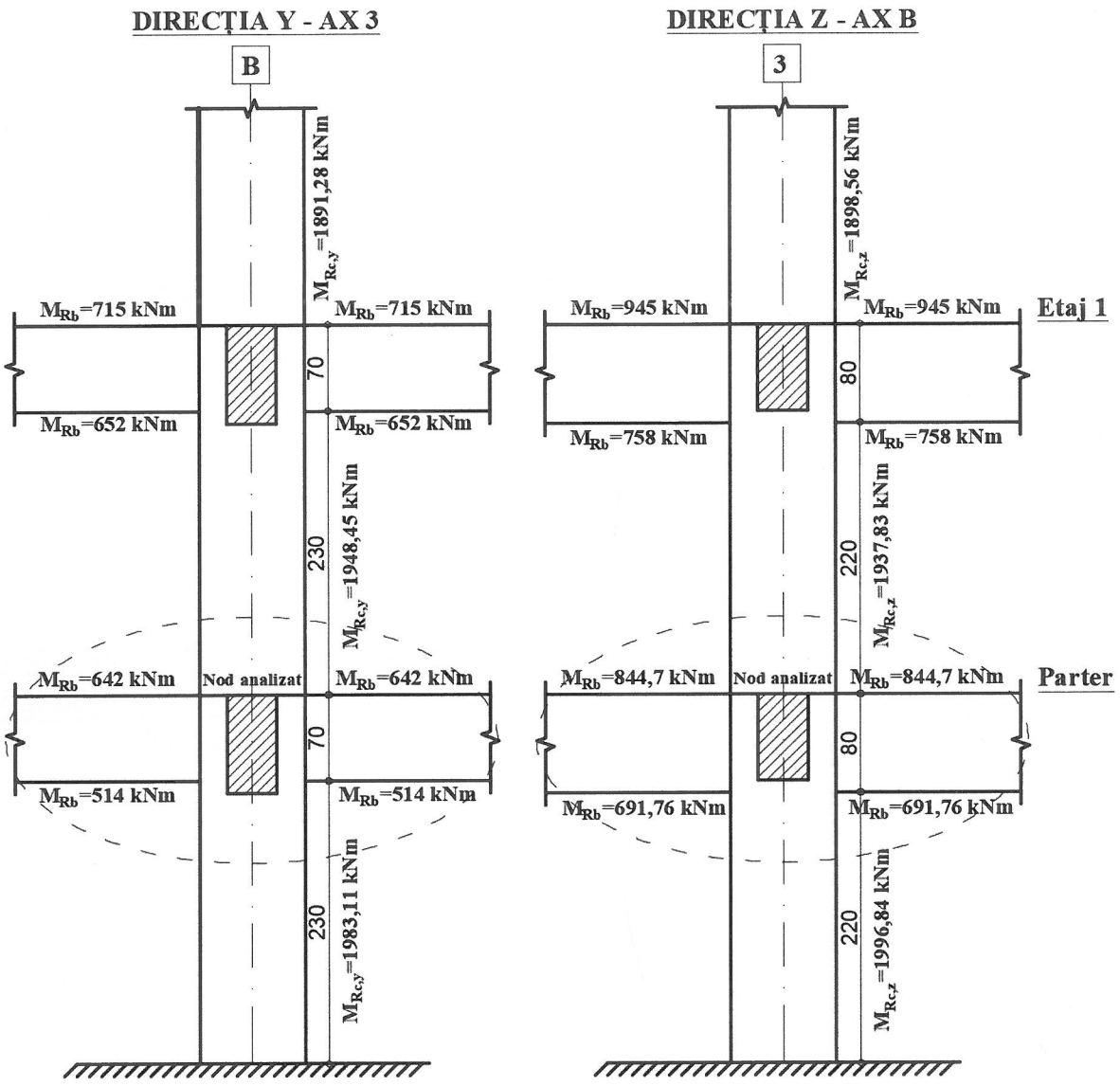


Fig. 5.72 – Momentele încovoietoare capabile ale stâlpilor și grinzilor în nodurile analizate

- ***Direcția Y***

$$\frac{M_{Rd}^{i-k} + M_{Rd}^{i-l}}{M_{Rd}^{i-j} + M_{Rd}^{i-h}} \geq \gamma_{Rd}$$

$$\frac{1983{,}11 + 1948{,}45}{642 + 514} \geq 1{,}30$$

$$\mathbf{3,39 \geq 1,30} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

- ***Direcția Z***

$$\frac{M_{Rd}^{i-k} + M_{Rd}^{i-l}}{M_{Rd}^{i-j} + M_{Rd}^{i-h}} \geq \gamma_{Rd}$$

$$\frac{1996{,}84 + 1937{,}83}{844{,}7 + 691{,}76} \geq 1{,}30$$

$$\mathbf{2,56 \geq 1,30} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

5.7 VERIFICAREA NODURILOR

Realizarea nodurilor în care se intersectează stâlpii și grinzile, ca elemente foarte rigide și suficient de rezistente, prezintă însăși esența structurilor tip cadru, și trebuie să îndeplinească următoarele roluri:

- Nodurile trebuie să fie suficient de rezistente pentru a evidenția un răspuns preponderent în domeniul elastic. Rezistența efectivă a nodurilor trebuie să fie superioară celei corespunzătoare instalării mecanismului structural plastic urmărit. Repararea nodurilor este foarte dificilă, dacă nu chiar imposibilă;
- Nodul constituie parte integrantă a stâlpilor, astfel încât conservarea integrității lui este necesară și pentru asigurarea funcțiunii structurale a stâlpului;
- Integritatea nodului este decisivă pentru controlul deplasărilor laterale;
- Nodul este un element structural care înglobează o mare cantitate de armătură orizontală și verticală;
- Nodul trebuie să preia forța tăietoare dată de schimbarea semnului momentului încovoietor din stâlpul de sub nod și cel de peste nod.

În noduri se va dispune, de cele mai multe ori, armătura rezultă în zona critică de la partea inferioară a nodului. Dacă verificarea nu este satisfăcută se vor modifica parametrii care influențează rezistența nodului, diametrul etrierilor, respectiv distanța dintre etrieri sau numărul de ramuri. Trebuie avut în vedere că în nod este o aglomerare de armături și prin urmare este recomandat să se evite îndesirea etrierilor.

Recomandat este ca această verificare să nu fie satisfăcută la limită, pentru că de cele mai multe ori în execuție nu se regăsesc în nod toți etrierii impuși prin proiect. În general proiectantul sesizează aceast aspect la controlul efectuat în șantier la faza determinantă a planșeului, moment în care este foarte greu să se mai intervină pentru suplimentarea numărului de etrieri.

5.7.1 Calculul forței tăietoare de proiectare orizontală în nod

Valoarea de proiectare a forței tăietoare în nod poate fi stabilită cu următoarele expresii, în mod simplificat:

- Pentru toate nodurile, cu excepția celor de capăt

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$$

- Pentru nodurile de capăt

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c$$

unde:

A_{S1}, A_{S2} – *ariile armăturilor întinse de la partea superioară și, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice, stabilite funcție de sensul acțiunii seismice;*

V_C – *forța tăietoare din stâlpul de deasupra nodului corespunzătoare situației considerate;*

γ_{Rd} – *factorul de suprarezistență.*

$$\gamma_{Rd} = 1{,}1$$

➢ **Nod ax B/3 stâlp parter**

- **Direcția Y**

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$$

$$= 1{,}1 \cdot (2100 + 1923) \cdot 435 \cdot 10^{-3} - 643{,}61 = 1925 - 643{,}61 = \mathbf{1281{,}39\ kN}$$

$$A_{s1} = 2100mm^2\ (3\text{Ø}25 + 2\text{Ø}20\ )$$

$$A_{s2} = 1923mm^2\ (2\text{Ø}25 + 3\text{Ø}20\ )$$

$$V_C = V_{Ed,ef,y} = 643{,}61kN$$

- **Direcția Z**

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c$$

$$= 1{,}1 \cdot (2455 + 2233) \cdot 435 \cdot 10^{-3} - 508{,}4 = 2243{,}2 - 508{,}4 = \mathbf{1734{,}80\ kN}$$

$$A_{s1} = 2455mm^2\ (5\text{Ø}25\ )$$

$$A_{s2} = 2233mm^2\ (3\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22\ )$$

$$V_C = V_{Ed,ef,z} = 508{,}40kN$$

5.7.2 Verificarea la forță tăietoare orizontală

Forța de compresiune înclinată dezvotată după diagonala nodului nu va depăși rezistența la compresiune a betonului în prezența eforturilor transversale și de întindere.

În afara cazului în care se folosește un model de calcul mai riguros, cerința enumerată mai sus se consideră satisfăcută dacă:

- La toate nodurile, cu excepția celor exterioare (capăt)

$$V_{jhd} \leq 0{,}3 \cdot b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

- La toate nodurile exterioare (capăt)

$$V_{jhd} \leq 0{,}25 \cdot b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

unde:

b_j *– lățimea de proiectare a nodului;*

$$b_j = min(b_c; b_w + 0{,}5 \cdot h_c)$$

b_w *– lățimea inimii grinzii;*

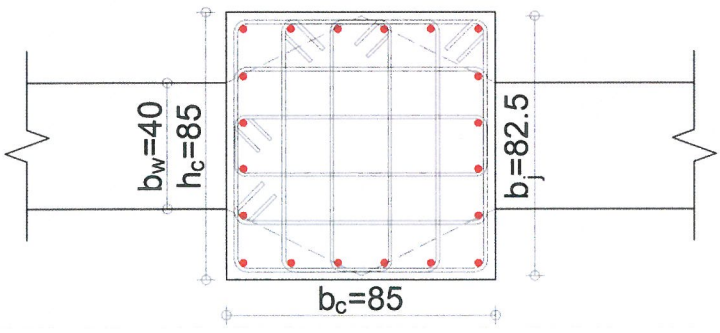


Fig. 5.73 – Semnificații notații utilizate

➢ **Nod ax B/3 stâlp parter**

- **Direcția Y**
  - **Verificarea nodului**

$V_{jhd} \leq 0{,}3 \cdot b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$

$$b_j = min(b_c; b_w + 0{,}5 \cdot h_c) = min(850; 400 + 0{,}5 \cdot 850) = min(850; 825) =$$

$$b_j = 825\ mm$$

$$= 0{,}3 \cdot 825 \cdot 550 \cdot 16{,}67 = \mathbf{4125{,}825\ kN}$$

$\mathbf{1281{,}39\ kN \leq 4125{,}825\ kN}$ → ***condiție îndeplinită***

  - **Calculul eficienței**

$$\frac{1281{,}39}{4125{,}825} = \mathbf{0{,}31 < 1\ se\ verifica}$$

- **Direcția Z**
  - **Verificarea nodului**

$V_{jhd} \leq 0{,}3 \cdot b_j \cdot h_c \cdot f_{cd}$

$$b_j = min(b_c; b_w + 0{,}5 \cdot h_c) =$$

$$b_j = min(b_c; b_w + 0{,}5 \cdot h_c) = min(850; 400 + 0{,}5 \cdot 850) = min(850; 825) =$$

$$b_j = 825\ mm$$

$$= 0{,}3 \cdot 825 \cdot 550 \cdot 16{,}67 = \mathbf{4125{,}825\ kN}$$

$\mathbf{1734{,}80\ kN \leq 4125{,}825\ kN}$ → ***condiție îndeplinită***

  - **Calculul eficienței**

$$\frac{1734{,}80}{4125{,}825} = \mathbf{0{,}42 < 1\ se\ verifica}$$

5.7.3 Verificarea armăturii transversale

În nod se va prevedea suficientă armătură transversală pentru a se asigura integritatea acestuia după fisurarea înclinată. În acest scop, armătura transversală, A_{sh}, se va dimensiona pe baza relațiilor:

- La toate nodurile, cu excepția celor exterioare (capăt)

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0{,}8 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0{,}8 \cdot v_d)$$

$$A_{sh} = n_e \cdot n_r \cdot A_{sbw}$$

unde:
A_{sh} – *aria totală de etrieri orizontali în nod;*
n_e – *numărul etrierilor orizontali în nod;*
v_d – *forța axială normalizată a stâlpului inferior.*

- La toate nodurile exterioare (capăt)

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0{,}8 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0{,}8 \cdot v_d)$$

unde:

A_{s2} – *reprezintă ariile armăturilor comprimate ale grinzii care intră în nod în direcția considerată a acțiunii seismice, stabilite funcție de sensul acțiunii seismice.*

În cazul nodurilor exterioare armătura, A_{sh}, rezultată prin aplicarea relațiilor de mai sus, se sporește cu 20%.

Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului. În cazul structurilor de ductilitate medie (DCM) distanța dintre etrieri poate fi diferită față de cea din zona critică, conform prevederilor din *P 100-1 5.4.4.3.*

➢ **Nod ax B/3 stâlp parter**

- **Direcția Y**

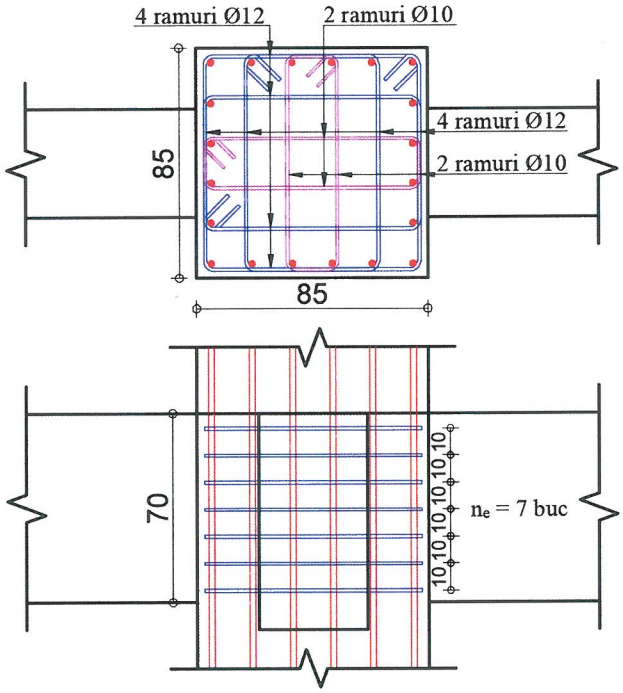


Fig. 5.74 – Schemă armare nod

- ***Verificarea nodului***

$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0{,}8 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0{,}8 \cdot v_d)$

$4263 \cdot 435 \geq 0{,}8 \cdot (2100 + 1923) \cdot 435 \cdot (1 - 0{,}8 \cdot 0{,}312)$

$1854405\ N \geq 1050563{,}002\ N$

$\mathbf{1854{,}4\ kN \geq 1050{,}563\ kN}$ → ***condiție îndeplinită***

$$A_{sh} = n_e \cdot n_r \cdot A_{sbw} = 7 \cdot 4 \cdot 113 + 7 \cdot 2 \cdot 78{,}5 = 4263\ mm^2$$

$$A_{s1} = 2100 mm^2\ (3\text{Ø}25 + 2\text{Ø}20\ )$$

$$A_{s2} = 1923 mm^2\ (2\text{Ø}25 + 3\text{Ø}20\ )$$

$$v_d = 0{,}312$$

- ***Calculul eficienței***

$$\frac{1050,563}{1854,4} = 0,56 < 1 \; se \; verifica$$

- **Direcția Z**

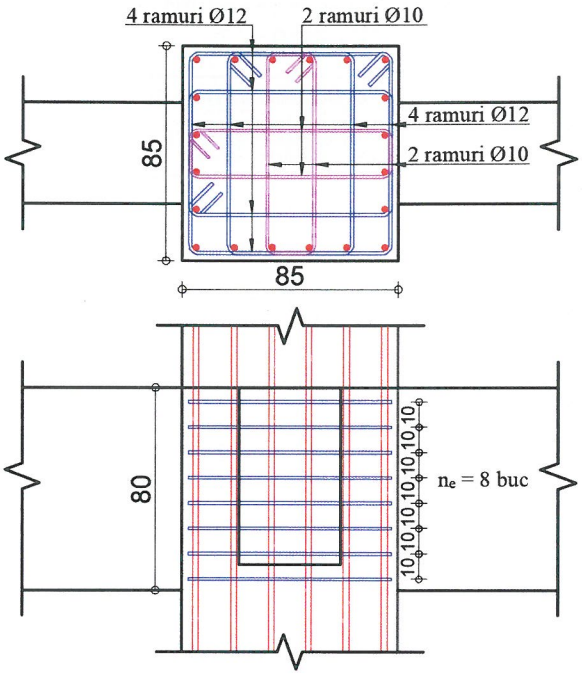


Fig. 5.75 – Schemă armare nod

- ***Verificarea nodului***

$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq 0,8 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8 \cdot v_d)$

$4872 \cdot 435 \geq 0,8 \cdot (2455 + 2233) \cdot 435 \cdot (1 - 0,8 \cdot 0,321)$

$2119320 \; N \geq 1212474,31 \; N$

$\mathbf{2119,32 \; kN \geq 1212,474 \; kN \rightarrow}$ ***condiție îndeplinită***

$$A_{sh} = n_e \cdot n_r \cdot A_{sbw} = 8 \cdot 4 \cdot 113 + 8 \cdot 2 \cdot 78,5 = 4872 \; mm^2$$

$$A_{s1} = 2455 \; mm^2 \; (5Ø25)$$

$$A_{s2} = 2233 \; mm^2 \; (3Ø25 + 2Ø22)$$

$$v_d = 0,321$$

- ***Calculul eficienței***

$$\frac{1212,474}{2119,32} = 0,57 < 1 \; se \; verifica$$

5.7.4 Verificarea armăturii longitudinale

Armătura longitudinală verticală A_{sv} care trece prin nod, incluzând armătura longitudinală intermediară a stâlpului (situată între barele de la colțuri), va fi cel puțin:

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} \cdot A_{sh} \cdot \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}}\right)$$

unde:
h_{jw} – *distanța interax între armăturile de la partea superioară și cea inferioară a grinzilor;*
h_{jc} – *distanța interax între amăturile marginale ale stâlpilor.*

- **Nod ax B/3 stâlp parter**
  - **Direcția Y**

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} \cdot A_{sh} \cdot \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}}\right)$$

$$A_{sv} = A_{stot} = n \cdot A_{bara} = 20 \cdot 380 = 7600mm^2$$

$$A_{sh} = n_e \cdot n_r \cdot A_{sbw} = 7 \cdot 4 \cdot 113 + 7 \cdot 2 \cdot 78{,}5 = 4263\ mm^2$$

$$h_{jc} = 150 \cdot 5 = 750\ mm$$

$$h_{jw} = d = 580\ mm$$

$$7600 \geq \frac{2}{3} \cdot 4263 \cdot \left(\frac{750}{580}\right)$$

7600 ≥ 3675 → *condiție îndeplinită*

  - **Direcția Z**

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} \cdot A_{sh} \cdot \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}}\right)$$

$$A_{sv} = A_{stot} = n \cdot A_{bara} = 20 \cdot 380 = 7600mm^2$$

$$A_{sh} = n_e \cdot n_r \cdot A_{sbw} = 8 \cdot 4 \cdot 113 + 8 \cdot 2 \cdot 78{,}5 = 4872\ mm^2$$

$$h_{jc} = 150 \cdot 5 = 750\ mm$$

$$h_{jw} = d = 580\ mm$$

$$7600 \geq \frac{2}{3} \cdot 4872 \cdot \left(\frac{750}{580}\right)$$

7600 ≥ 4200 → *condiție îndeplinită*

5.7.5 Verificarea diametrului maxim al armăturii longitudinale care trec prin nod

Diametrul armăturilor longitudinale care trec prin noduri grindă – stâlp se limitază superior prin condițiile:

- În cazul nodurilor centrale:

$$d_{bL} \leq 10 \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot v_d}{1 + 0{,}75 \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot h_c$$

- În cazul nodurilor de capăt (marginale):

$$d_{bL} \leq 10 \cdot (1 + 0{,}8 \cdot v_d) \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot h_c$$

unde:

h_c – *dimensiunea laturii stâlpului paralelă cu barele;*

A_{s1}, A_{s2} – *aria de armătură comprimată și respectiv, întinsă din grinzi care traversează nodul;*

f_{ctm} – *valoarea medie a rezistenței la întindere a betonului;*

f_{yd} – *valoarea medie a limitei de curgere a oțelului;*

v_d – *forța axială normalizata de proiectare în situația de proiectare seismică.*

- **Nod ax B/3 stâlp parter**
  - **Direcția Y**

$$d_{bL} \leq 10 \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot v_d}{1 + 0{,}75 \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot h_c$$

$$25\ mm \leq 10 \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot 0{,}312}{1 + 0{,}75 \cdot \frac{2100}{1923}} \cdot \frac{2{,}56}{435} \cdot 850$$

$\mathbf{25\ mm \leq 34{,}36\ mm}$ → ***condiție îndeplinită***

$v_d = 0{,}312$

$A_{s1} = 2100\ mm^2$ (3Ø25 + 2Ø20)

$A_{s2} = 1923\ mm^2$ (2Ø25 + 3Ø20)

$d_{bL} = \max(d_{bL,grinda}; d_{bL,stalp}) = max(25; 22) = 25\ mm$

  - **Direcția Z**

$$d_{bL} \leq 10 \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot v_d}{1 + 0{,}75 \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot h_c$$

$$25\ mm \leq 10 \cdot \frac{1 + 0{,}8 \cdot 0{,}321}{1 + 0{,}75 \cdot \frac{2455}{2233}} \cdot \frac{2{,}56}{435} \cdot 850$$

$\mathbf{25\ mm \leq 34{,}45\ mm}$ → ***condiție îndeplinită***

$A_{s1} = 2455\ mm^2$ (3Ø25 + 2Ø20)

$A_{s2} = 2233\ mm^2$ (2Ø25 + 3Ø20)

$d_{bL} = \max(d_{bL,grinda}; d_{bL,stalp}) = max(25; 22) = 25\ mm$

CAPITOLUL 6: CALCULUL INFRASTRUCTURII

6.1 CALCULUL ACȚIUNII SEISMICE APLICATE INFRASTRUCTURII

Conform NP 112 – 2014

La proiectarea infrastructurii, acțiunea seismică orizontală se va considera conform prevederilor din codul *P 100-1*.

În gruparea de încărcări care conține acțiuni seismice, atunci când se acceptă plastificarea suprastructurii și comportarea în domeniul elastic a infrastructurii, eforturile transmise infrastructurilor sunt cele asociate mecanismului de disipare a energiei produs de acțiunile seismice *(M_{Fd}, V_{Fd} și N_{Fd})*, considerând efetele suprarezistenței elementelor structurale, fără a depăși însă valorile corespunzătoare comportării elastice *(q = 1, 0), (3), (7)* și *(8)*. Forțele generalizate capabile se determină considerând rezistențele de calcul ale materialelor.

Paragraful II.4.2 (3)

În cazul fundațiilor elementelor verticale individuale (stâlpi și pereți ductili), condiția comportării infrastructurii în domeniul elastic se poate considera satisfacută dacă efectele acțiunii E_{Fd} asupra fundației se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E}$$

Paragraful II.4.2 (4)

În cazul fundațiilor de stâlpi și pereți ductili de beton armat, Ω, se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secțiunea transversală de la baza zonei plastice.

Paragraful II.4.2 (7)

În cazul fundațiilor alcătuite ca sisteme spațiale sau bidirecționale ale fundațiilor (rețele de grinzi de fundare sau infrastructuri complexe) la care suprarezistența din calculul structural în situația de proiectare seismică este relativ uniformă și moderată (orientativ $\Omega \leq 1{,}5$), eforturile secționale în elementele sistemului de fundare se vor obține utilizând modelul de calcul elastic complet al ansamblului suprastructura – infrastructură, pe care se aplică încărcările gravitaționale și forțele seismice de proiectare multiplicate printr-un factor de suprarezistență medie pe structură:

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + 1{,}5 \cdot E_{F,E}$$

Paragraful II.4.2 (8)

Pereții neductili (pereți de dimensiuni mari, slab armați, adică pereții cu dimensiunea orizontală minimă între $l_w \geq 4{,}0$ m și $l_w \geq 2/3\ h_w$), la care incursiunile în domeniul postelastic sunt limitate, se vor calcula ca pereți care pot avea rotiri limitate la baza *(rocking walls)*, la eforturile din calcul elastic, în cazul în care aceștia reazemă direct pe fundație și nu pe un subsol de beton armat.

Paragraful II.4.2 (9)

Dacă mecanismul de plastificare care asigură disiparea energiei induse de cutremur implică dezvoltarea de deformații inelastice și în elementele substructurii, pentru verificarea terenului de fundare se consideră valorile eforturilor capabile ale elementelor infrastructurii.

Paragraful II.4.2 (10)

Eforturile transmise infrastructurilor de către suprastructurile care au o comportare quasi-elastică la acțiunile seismice ($q \leq 1{,}5$ sau de către structurile din clasa de ductilitate joasă DCL) și/sau la care se admite plastifierea terenului de fundare vor fi cele rezultate din calculul structurii în situația de proiectare seismică.

Paragraful II.4.2 (11)

La proiectarea sistemelor de fundare se va lua în considerare efectul componentei verticale a acțiunii seismice, în concordanță cu *P 100-1*.

unde,

$E_{F,G}$ *– efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcările neseismice, incluse în combinația de acțiuni considerate în calculul la cutremur;*

$E_{F,E}$ *– efectul acțiunii (efortul secțional) din încărcarile seismice de proiectare;*

γ_{Rd} *– factorul de suprarezistență;*

$$\gamma_{Rd} = 1 \; daca \; q \leq 3$$

$$\gamma_{Rd} = 1{,}15 \; daca \; q > 3$$

Ω *– valoarea* $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ *în zona disipativă a elementului „i" al structurii care are influența cea mai mare asupra efortului „*E_F*" considerat;*

$$\frac{R_{di}}{E_{di}} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$$

R_{di} *– Rezistența (efortul capabil) elementului „i";*

E_{di} *– Valoarea de proiectare a efortului în elemntul „i" corespunzătoare acțiunii seismice de proiectare.*

Paragraful II.9.2.2 (1)

Infrastructurile care realizează un efect de încastrare *(efect de „menghină")* al elementelor verticale prin intermediul planșeului peste subsol. Acest tip de infrastructura rezultă atunci când, din condițiile de funcționalitate a subsolului, elementul vertical din suprastructură se continuă cu aceiași secțiune și în infrastructura, dar în infrastructură există alți pereți, de regulă perimetrali.

Paragraful II.9.2.2 (2)

Infrastructurile alcătuite ca o cutie închisă. Cutia este realizată de ansamblul pereților de subsol, de contur și intermediari și de diafragmele orizontale constituite din planșeele subsolurilor și de placa de la nivelul terenului, proiectată, de regulă, ca radier general. Acest tip de infrastructură trebuie să fie suficient de rezistentă și rigidă pentru a asigura condiția de încastrare a elementelor verticale ale suprastructurii la nivelul planșeului peste primul subsol.

Paragraful II.9.6.1 (1)

Transmiterea eforturilor *(M, V)* la infrastructură se realizează prin efect de *menghină* dacă elementele verticale ale suprastructurii, care trasmit forțele orizontale, intersectează cel puțin două planșee ale infrastructurii, rigide și rezistente, cu deplasări neglijabile în plan orizontal.

Paragraful II.9.6.1 (1)

Fixarea elementelor verticale prin efectul de *menghină* se realizează dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

- Conectarea dintre elementul vertical și planșeul superior poate asigura transmiterea forței de legătură (lunecare);
- Planșeul superior poate prelua forța transmisă prin efectul de încastrare – condiția de rezistență la forță tăietoare și moment încovoietor a diafragmei orizontale superioare;
- Rezistență suficientă la forță tăietoare a elementului vertical pe porțiunea dintre elementele care realizează efectul de menghină;
- Preluarea forței orizontale de către planșeul inferior sau de către fundația elementului vertical;
- Existența unor elemente verticale rigide (pereți ai infrastructurii) care să poată prelua reacțiunile planșeelor și să le transmită terenului de fundare (fundații suficient de lestate, etc.)

Conform P 100-1

Paragraful 5.8.1 (2)

Dacă eforturile de proiectare aplicate fundațiilor (infrastructurilor) reprezintă reacțiunile unor structuri disipative proiectate pe baza conceptelor ierarhizarii capacității de rezistență, fundațiile trebuie, de regulă, să evidențieze o comportare în domeniul elastic de deformare. În acest caz dimensionarea fundațiilor (infrastructurilor) se va face conform prevederilor *SR EN 1992-1-1*.

Paragraful 5.8.1 (3)

Dacă nu se poate evita solicitarea elementelor infrastructurii (fundațiilor) dincolo de pragul de deformație elastică, atunci proiectarea fundațiilor (infrastructurilor) se va face în acord cu regulile aplicate la proiectarea suprastructurilor pentru construcții cu clasa de ductilitate înaltă sau medie, după caz.

Paragraful 5.8.1 (4)

Dacă răspunsul urmărit al structurii este quasi – elastic (orientativ $q \leq 1,5$), dimensionarea elementelor fundațiilor se va face conform codului de proiectare pentru structuri de beton armat, ca pentru elementele de beton armat care nu se proiectează pentru a prelua acțiunea seismică.

Paragraful 5.8.1 (5)

Întrucât raspunsul seismic al fundațiilor (infrastructurilor) prezintă un grad de incertitudine mai mare decât în cazul suprastructurilor, la proiectare se recomandă să se prevadă măsuri pentru a asigura acestor elemente o capacitate minimală de deformare în domeniul postelastic, chiar la fundațiile (infrastructurile) proiectate in conditiile aliniatului *(2)*. În acest scop, orientativ, armarea transversală în grinzile de fundare sau în pereții de subsol se va suplimenta local cu 20% în zonele de moment maxim pe o lungime egală cu 2/3 din înălțimea elementului.

Conform NP 112-2014 forța seismică se majorează cu factorul de suprarezistență și cu suprarezistența sistemului Ω. Nu se va lua suprarezistența maximă sau minimă, ci se va face o medie a tuturor stâlpilor de la parter. În funcție de modul în care se face calculul, suprarezistența se poate face și pe axe, pe fiecare direcție în parte, însă calcul este mai complicat și în final se ajunge aproximativ la același rezultat.

Aplicarea eforturilor seismice majorate se poate face în două moduri:

- *Prin majorarea eforturilor în combinația de încărcări seismice, rezultând următoarele combinații de încărcări:*

  - **Relația 1** – recomandată pentru fundațiile stâlpilor și pereților ductili

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + \gamma_{Rd} \cdot 1,5 \cdot E_{F,E} = E_{Fd} = E_{EF,G} + 1,15 \cdot 1,50 \cdot E_{F,E} = E_{EF,G} + 1,725 \cdot E_{F,E}$$

    - Direcția X: $P + 0,3U + 0,4Z + 1,725 \cdot S_x + 1,725 \cdot 0,30 \cdot S_y$
    - Direcția Y: $P + 0,3U + 0,4Z + 1,725 \cdot S_y + 1,725 \cdot 0,30 \cdot S_x$

  - **Relația 2** – recomandată pentru fundațiilor alcătuite din sisteme spațiale sau bidirecționale

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + 1,5 \cdot E_{F,E}$$

    - Direcția X: $P + 0,3U + 0,4Z + 1,5 \cdot S_x + 1,5 \cdot 0,30 \cdot S_y$
    - Direcția Y: $P + 0,3U + 0,4Z + 1,5 \cdot S_y + 1,5 \cdot 0,30 \cdot S_x$

- *Prin diminuarea valorii factorului de comportare „q", și utilizând următoarele combinații de încărcări:*

    - Direcția X: $P + 0,3U + 0,4Z + S_x + 0,30 \cdot S_y$
    - Direcția Y: $P + 0,3U + 0,4Z + S_y + 0,30 \cdot S_x$

- **Relatia 1** – recomandată pentru fundațiile stâlpilor și pereților ductili

$$q = \frac{q}{\gamma_{Rd} \cdot 1{,}5} = \frac{5}{1{,}15 \cdot 1{,}50} = \mathbf{2{,}89}$$

- **Relația 2** – recomandată pentru fundațiilor alcătuite din sisteme spațiale sau bidirecționale

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + \mathbf{1{,}5} \cdot E_{F,E}$$

$$q = \frac{q}{1{,}5} = \frac{5}{1{,}5} = \mathbf{3{,}334}$$

Forța seismică se împarte în relația de calcul la factorul de comportare q, și prin urmare un factor de comportare cu valoare mare, spre exemplu $q = 6{,}75$, va conduce la forțe seismice reduse, iar un factor de comportare cu valoare mică, spre exemplu $q=1$, va conduce la forțele seismice maxime.

Ținând cont de faptul că infrastructurile prezintă un grad mare de incertitudine se va realiza un calcul al suprarezistenței reale date de momentele încovoietoare de la baza stâlpilor de deasupra zonei teoretice de încastrare (momentele stâlpilor de la parter). În *tabelul 6.1* s-a realizat calcul suprarezistenței stâlpilor de la parterul clădirii. Tabelul cu eficența stâlpilor se exportă automat din programul *ETABS*, urmând ca apoi să fie prelucrat în *EXCEL*.

$$\Omega = \mathbf{1{,}62}$$

Efortul maxim care poate acționa asupra infrastructurii este dat de suprarezistența stâlpilor, deci prin urmare, asupra infrastructurii nu poate acționa o forța seismică mai mare. Datorită faptului că suprarezistența sistemului este mai mare de *1,5* se va adopta o variantă mai acoperitoare a factorului de comportare și anume:

$$q_{\,infrastructura} = \frac{q_{suprastructura}}{\gamma_{Rd} \cdot 1{,}62} = \frac{5}{1{,}15 \cdot 1{,}62} = \mathbf{2{,}68} \approx \mathbf{2{,}50}$$

În calcul am utilizat varianta modificării factorului de comportare la valoarea $\boldsymbol{q = 2{,}5}$ *pentru dimensionarea infrastructurii, față de factorul de comportare* $q = 5$*, utilizat pentru dimensionarea suprastructurii, rezultând practic forțe seismice duble aplicate infrastructurii, în comparație cu cele aplicate suprastructuri.*

Pentru predimensionare, verificări preliminare sau dacă această soluție nu duce la supradimensionari ale infrastructurii, se poate utiliza factorul de comportare $\boldsymbol{q = 1{,}5}$, fără a mai calcula suprarezistența sistemului structural, însă această soluție nu este cea economică, decât în situațiile în care armarea rezultată se încadrează în procentele minime.

Alegerea factorului de comportare trebuie să se facă întodeauna cu mare atenție și prudență, și se recomandă rotujirea acestui spre o valoarea inferioară pentru a păstra tot timpul o rezervă, necesară datorită gradului mare de incertitudine pe care îl au infrastructurile și terenul de fundare.

Tab. 6.1 – Calculul suprarezistenței sistemului

STÂLP	EFICIENȚĂ	SUPRAREZISTENȚĂ
C27	0,692	**1,45**
C35	0,640	**1,56**
C49	0,590	**1,69**
C50	0,629	**1,59**
C51	0,589	**1,70**
C52	0,612	**1,63**
C53	0,605	**1,65**
C54	0,611	**1,64**
C55	0,599	**1,67**
C56	0,684	**1,46**
C57	0,680	**1,47**
C58	0,591	**1,69**
C59	0,592	**1,69**
C60	0,630	**1,59**
C61	0,633	**1,58**
C62	0,567	**1,76**
C63	0,562	**1,78**
C64	0,634	**1,58**
C65	0,634	**1,58**
C66	0,570	**1,75**
C67	0,570	**1,75**
C68	0,636	**1,57**
C7	0,690	**1,45**
C8	0,639	**1,56**
	Ω =	***1,62***

6.2 VERIFICAREA LA STARE LIMITĂ DE SERVICIU A TERENULUI DE FUNDARE

Presiunea medie pe suprafaţa radierului se determintă astfel:

$$p_{ef\ med} = \frac{V_{Ed,SLS}}{B \cdot L} = \frac{122555{,}61}{23{,}5 \cdot 33} = \mathbf{158{,}03\ kPa \approx 160\ kPa}$$

unde,

$p_{ef\ med}$	*presiunea medie pe suprafaţa radierului;*
V_{Ed}	*încărcarea axială, inclusiv greutatea radierului, în combinaţia SLS caracteristică;*
B	*latura mică a fundaţiei;*
L	*latura mare a fundaţiei.*

Presiunea medie se compară cu presiunea plastică determintă astfel:

- **Pentru construcţii fără subsol**

$$p_{pl} = m_l \cdot (\gamma \cdot B \cdot N_1 + q \cdot N_2 + c \cdot N_3)$$

$$p_{pl} = 1{,}4 \cdot (19{,}6 \cdot 23{,}5 \cdot 0{,}51 + 58{,}8 \cdot 3{,}06 + 32 \cdot 5{,}66) = 834{,}34\ kPa$$

$$p_{ef\ med} \leq p_{pl} \rightarrow \mathbf{160 \leq 834{,}34} \rightarrow \textbf{\textit{condiţie îndeplinită}}$$

- **Pentru construcţii cu subsol**

$$p_{pl} = m_l \cdot \left(\gamma \cdot B \cdot N_1 + \frac{2 \cdot q_e + q_i}{3} \cdot N_2 + c \cdot N_3\right)$$

$$p_{pl} = 1{,}4 \cdot \left(19{,}6 \cdot 23{,}5 \cdot 0{,}51 + \frac{2 \cdot 58{,}8 + 25}{3} \cdot 3{,}06 + 29 \cdot 5{,}66\right) = 648{,}98\ kPa$$

$$p_{ef\ med} \leq p_{pl} \rightarrow \mathbf{160 \leq 648{,}98} \rightarrow \textbf{\textit{condiţie îndeplinită}}$$

unde,

m_l	*coeficient al condiţiilor de lucru;*
q_e	*suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, la exteriorul subsolului;*
q_i	*suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, la interiorul subsolului;*
q	*suprasarcina de calcul la adâncimea de fundare, lateral faţă de fundaţie;*
c	*valoarea de calcul a coeziunii pământului de sub fundaţie;*
$N_1; N_2; N_3$	*coeficienţi adimensionali de capacitate portantă, definiţi în funcţie de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului de sub baza fundaţiei.*

Calcul presiunilor plastice s-a realizat pentru exemplificare în ambele situaţii, însă datorită faptului că săpătura este mai mare de 10 m lăţime şi fundul săpăturii în general se umflă, aşa cum este prevăzut şi în capitolul de calcul al tăsărilor se recomandă să nu se conteze pe suprasarcina dată de pământul de deasupra săpăturii. Această suprasarcină se poate lua în calcul în cazul fundaţiilor izolate sau conţinue când săpătura se realizează în gropi locale, respectiv şanţuri.

Valoarea k_s = ***2462 kN/m³*** se va introduce în modelul de calcul, ca şi reazem de suprafaţă, urmând ca deformaţiile pe direcţia Z pe care le va afişa programul să fie similare cu cele calculate manual.

Valoarea obţinută se compară cu valorile maxime prevazute în *tabelul H1* din *NP 112-2014*. Se observă că condiţia este îndeplinită.

$$\mathbf{z = 65\ mm \leq z_{max} = 80\ mm} \rightarrow \textbf{\textit{condiţie îndeplinită}}$$

În situația în care verificarea nu este satisfacută se poate recurge la una sau mai multe din măsurile de mai jos:

- Evalurea tasărilor utilizând metode mai rafinate, cu programe care pot estima cu exactitate mai mare tasările clădirii *(PLAXIS, etc.)*;
- Redimensionarea radierului;
- Dispunerea de piloți sub radier;
- Îmbunătățire teren de fundare.
- Alte metode.

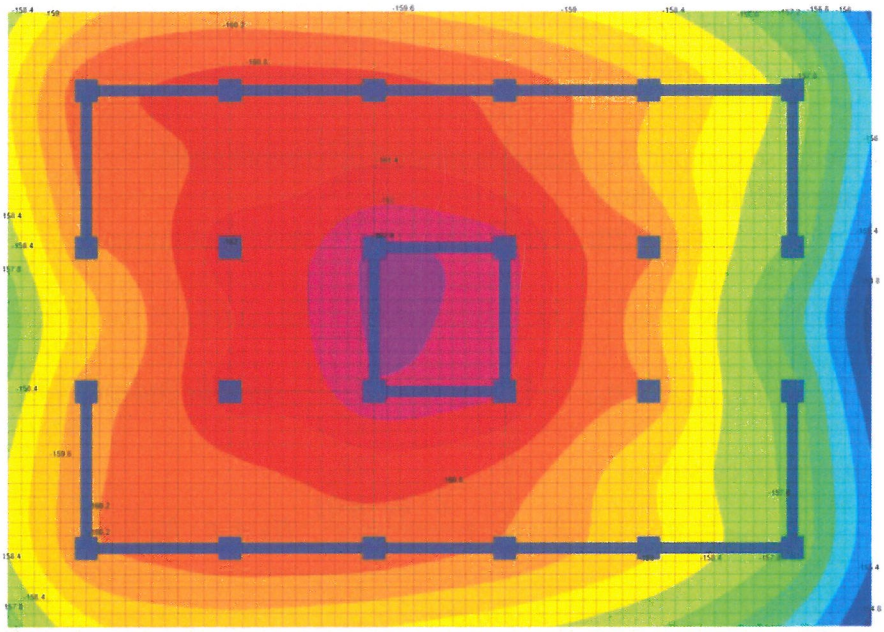


Fig. 6.1 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită de serviciu (SLS caracteristică)

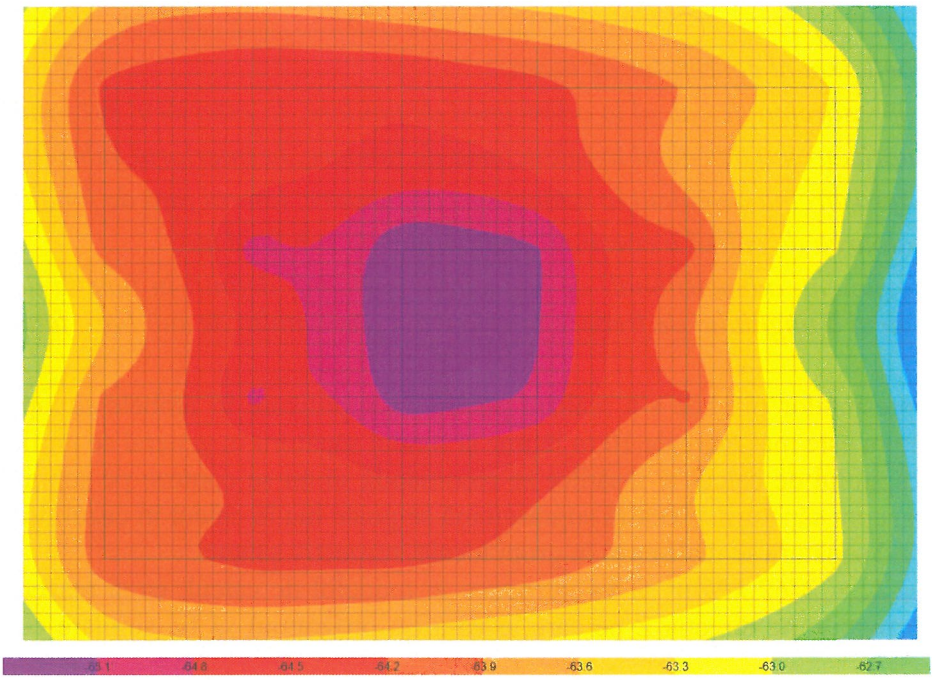


Fig. 6.2 – Harta tasările absolute ale fundației la stare limită de serviciu (SLS caracteristică)

6.3 VERIFICAREA LA STARE LIMITĂ DE ULTIMĂ A TERENULUI DE FUNDARE

Conform NP 112-2014
Paragraful I.6.1.1 (1)
Pentru calcul la starea limită ultimă de capacitate portantă trebuie satisfăcută condiţia:

$$V_d(p_{ef}) \leq R_d(p_{cr})$$

unde,
V_d *– valoarea de calcul a acţiunii verticale sau componenta verticală a unei acţiuni totale aplicată la baza fundaţiei;*
R_d *– valoarea de calcul a capacităţii portante, calculată conform NP 112-2014.*

NOTĂ: V_d *trebuie să includă greutatea proprie a fundaţiei, greutatea oricărui material de umplutură şi toate presiunile pământului, fie favorabile, fie nefavorabile. Presiunea apei, care nu se datorează încărcărilor transmise de terenul de fundare, trebuie inclusă ca şi acţiune.*

$$R_d = A' \cdot p_{cr}$$

Presiunea critică admisibilă se compară cu presiunile determinate din combinaţiile fundamentale [GF] şi seismice [GS].

6.3.1 Verificarea capacităţii portante a terenului de fundare conform NP 112-2014:

- **Condiţii nedrenate – combinaţia seismică [GS]**
  - Eforturi de calcul
    $M_x = 493871{,}3\ kNm$
    $M_y = 488471{,}67\ kNm$
    $V_{d,[GS]} = 108649{,}5\ kNm$

  - Parametri fizico-mecanici ai terenului (CU – consolidat nedrenat);
    $\emptyset = 15°$
    $c_{CU} = 50kPa$

  - Calculul capacităţii portante a terenului în condiţii nedrenate
    $R_d = A' \cdot (\pi + 2) \cdot c_{u;d} \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$
    $R_d = A' \cdot p_{cr} \rightarrow p_{cr} = \frac{R_d}{A'} = \frac{117657{,}6}{346{,}88} = \mathbf{339{,}19\ kPa}$

  - Calculul presiunii efective
    $p_{ef} = \frac{V_{d,[GS]}}{A'} = \frac{108649{,}5}{346{,}88} = \mathbf{313{,}22\ kPa}$

  - Verificarea îndeplinirii condiţiei
    $p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{313{,}22\ kPa \leq 339{,}19\ kPa} \rightarrow$ ***condiţie îndeplinită***

  - Eficienţa
    $\frac{p_{ef}}{p_{cr}} = \frac{\mathbf{313{,}22}}{\mathbf{339{,}19}} = \mathbf{0{,}92 \leq 1\ se\ verifica}$

- **Condiţii drenate – combinaţia fundamentală [GF]**
  - Eforturi de calcul
    $V_{d,[GF]} = 167984{,}45\ kN$

- Parametri fizico-mecanici ai terenului (CD – consolidat drenat);
  $\emptyset = 20°$
  $c_{CU} = 32kPa$

- Calculul capacității portante a terenului în condiții drenate
  $R_d = A' \cdot (c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$
  $R_d = A' \cdot p_{cr} \rightarrow p_{cr} = \frac{R_d}{A'} = \frac{904081{,}144}{775{,}5} = \mathbf{1165{,}8\ kPa}$
  $A' = A$ *(fundația nu se desprinde de pe sol)*

- Calculul presiunii efective
  $p_{ef} = \frac{V_{d,[GS]}}{A'} = \frac{167984{,}45}{775{,}5} = \mathbf{216{,}61\ kPa}$

- Verificarea îndeplinirii condiției
  $p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{216{,}61\ kPa \leq 1165{,}8\ kPa} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

- Eficiența
  $\frac{p_{ef}}{p_{cr}} = \frac{\mathbf{216{,}61}}{\mathbf{1165{,}8}} = \mathbf{0{,}185 \leq 1\ se\ verifica}$

6.3.2 Determinarea presiunilor pe teren utilizând programul ETABS

- **Presiuni maxime pe teren din combinația seismică [GS]**

Acțiunea seismică este orizontală și poate produce desprinderi ale fundației de pe teren. Pentru a surprinde acest fenomen, calculul trebuie să se facă cu analiză neliniară prin care resorturile de sub fundație sunt modelate să lucreze doar la compresiune, deoarece pământul nu poate prelua eforturi de întindere.

- **Seism aplicat pe direcția X**
  $p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{244\ kPa \leq 339{,}19\ kPa} \rightarrow$ ***condiție îndeplinită***

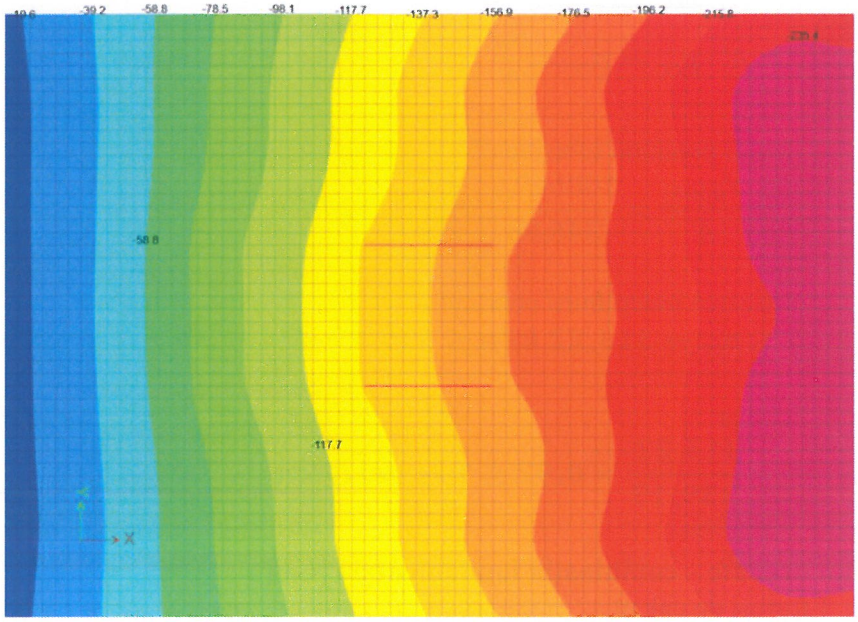


Fig. 6.3 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinatia seismică [GS] – seism aplicat pe direcția

- **Seism aplicat pe direcția Y**

$$p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{302\ kPa \leq 339,19\ kPa} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

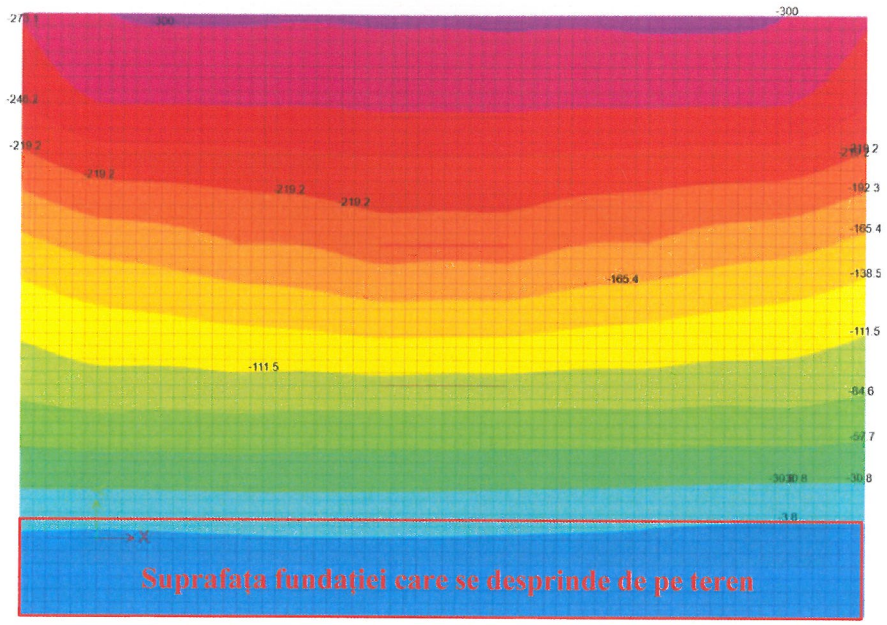


Fig. 6.4 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația seismică [GS] – seism aplicat pe direcția Y

- **Seism aplicat pe direcția X+0,3Y**

$$p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{289\ kPa \leq 339,19\ kPa} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

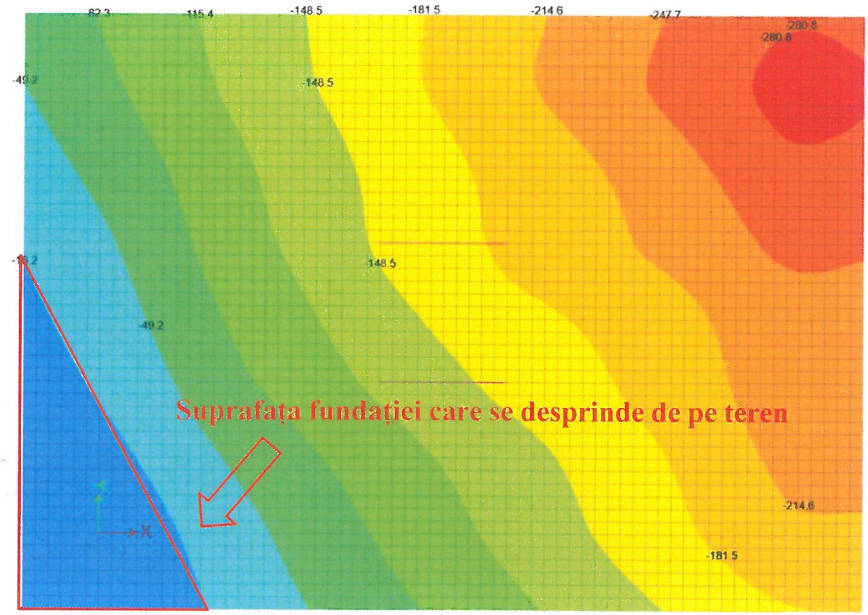


Fig. 6.5 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația seismică [GS] – seism aplicat pe direcția X și 30% pe direcția Y

- **Presiuni maxime pe teren din combinația fundamentală [GF]**

$$p_{ef} \leq p_{cr} \rightarrow \mathbf{240\ kPa \leq 1165,8\ kPa} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

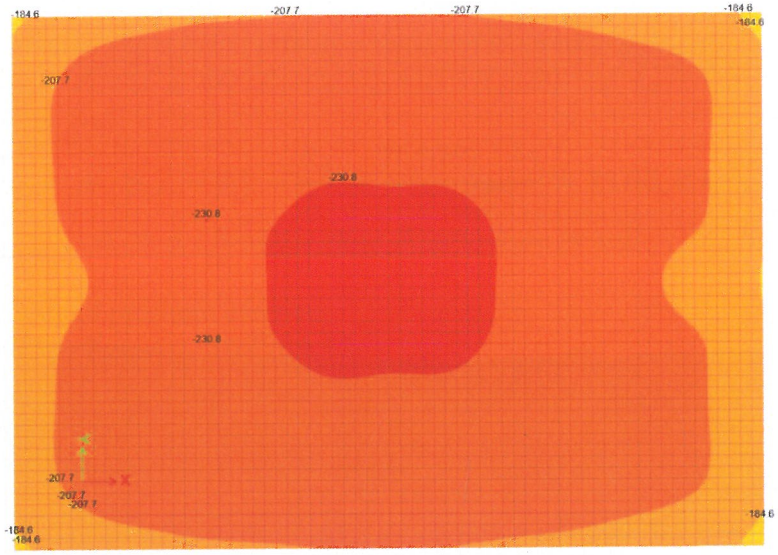


Fig. 6.6 – Valoarea presiunilor maxime la stare limită ultimă în combinația fundamentală [GF]

Din figurile de de mai sus se pot extrage valorile maxime ale presiunilor critice și suprațele comprimate. De asemenea se pot realiza mai multe combinatii de încărcări, pentru clădirea analizată, cu formă regulată în plan și elevație, combinațiile de încărcări realizate fiind suficiente.

6.4 CALCULUL PEREȚILOR DIN BETON ARMAT

6.4.1 Calculul pereților din beton armat cu programul ETABS

Conform CR 2-1-1.1/2022

Paragraful 7.2.1.1.

- Grosimea inimii pereților structurali, b_{w0}, este mai mare decât valoarea maximă dintre 150 mm și $h_{cl}/20$, unde h_{cl} este înălțimea liberă a peretelui, măsurată între punctele de legatură care constituie reazeme pentru perete, restricționând deplasările în direcție perpendiculară pe planul acesteia.

Paragraful 7.2.1.2.

- Pereții infrastructurii care se continua în suprastructura au grosimea inimii mai mare sau egală cu grosimea inimii pereților din suprastructură;
- Pereții de subsol perimetrali au grosimea inimii mai mare sau egală decât 200 mm.

Paragraful 7.2.3.

- Armătura orizontală totală distribuită în inima pereților din infrastructură corespunde unui procent de armare mai mare sau egal cu 0,30%;
- Distanța dintre barele orizontale distribuite în inima pereților este mai mică sau egală cu 250 mm.
- Armatura verticală totală distribuită în inima pereților din infrastructură corespunde unui procent de armare mai mare sau egal cu 0,30%;
- Distanța dintre barele verticale distribuite în inima pereților este mai mică sau egală cu 350 mm.

Conform NP 112 – 2014

Paragraful II.9.7 (1)

Pereţii din infrastructuri vor avea grosimea minimă de 250 mm pentru pereţii de contur şi 200 mm pentru pereţii interiori.

Paragraful II.9.7 (3)

Armarea pereților de subsol va respecta condițiile minime din *CR 2-1-1.1.*

Conform P100-1 și NP 112-4 II.4.2 (7)

Se impune realizarea modelul de calcul elastic complet al ansamblului suprastructură – infrastructură. Se recomandă ca peretele să se verifice în ambele situații (pe mediu elastic și pe mediu rigid) și să se opteze pentru varianta cea mai defavorabilă de dimensionare și armare.

Așa cum am enunțat în capitolele anterioare, utilizarea mediului elastic poate să conducă la ieșirea clădirii din spectru și prin urmare la reducerea forțelor seismice aplicate infrastructurii. Soluția adoptată trebuie să se bazeze pe judecată inginerească și pe experiență, și depinde foarte mult de datele de care se dispune despre terenul de fundare. Dacă asupra suprastructurii putem afirma că există control asupra calculul, asupra infrastructurii și terenului de fundare sunt multe incertitudini și prin urmare necesită o prudență sporită.

Pentru peretele din axul *C* s-a realizat dimensionarea utilizând programul *ETABS*. Programul realizează verificarea armăturii verticale (impusă în stâlpi și pereți) și ne indică cantitatea de armătură orizontală necesară pentru preluarea forței tăietoare.

Se vor arma bulbii peretelui cu armătura rezultată pentru stâlpii de la parter, iar inima se va arma cu armătura rezultă din procentul minim de armare de 0,30%. Grosimea peretelui este de 40 cm.

În prima etapa pereţii se vor verifica la moment încovoietor şi dimensiona la forţa tăietoare cu structura rezemată pe mediu rigid (utilizând reazeme nodale în noduri), iar apoi se vor utiliza diferite valori ale coeficientului de pat.

Etape de parcurs:

- *Se vor defini elementele de tip „pier" pe peretele analizat;*

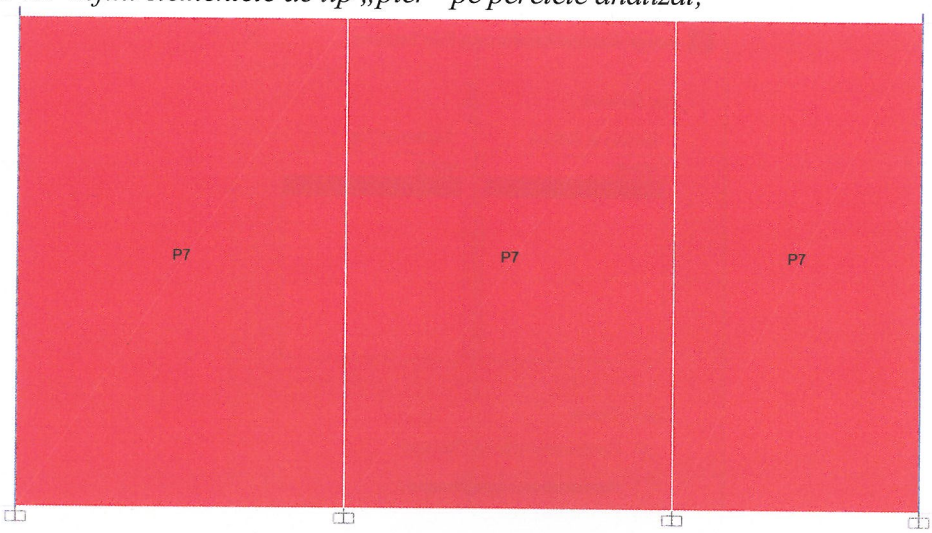


Fig. 6.7 – Atribuire *pier* pe elemente de suprafaţă

- *Se vor defini elementele de tip „pier" pe stâlpi din cadrul peretelui (acelaşi „pier" ca la perete pentru ca programul sa integreze eforturile);*

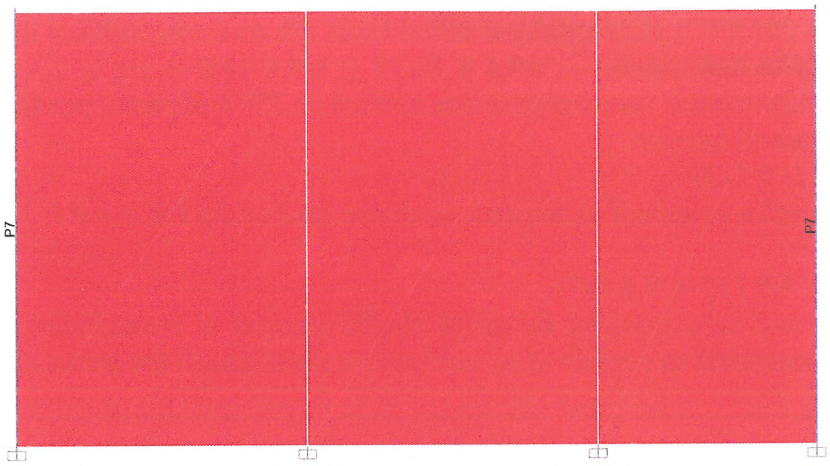


Fig. 6.8 – Atribuire *pier* pe elemente liniare verticale (stâlpi)

- *Se va defini din meniul „section designer" armarea verticală reală în perete şi stâlpi;*

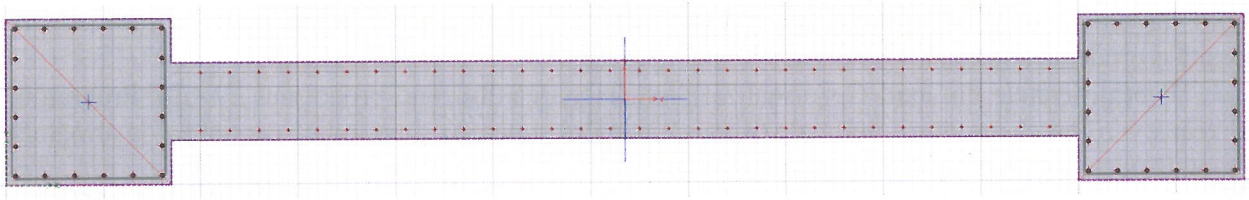


Fig. 6.9 – Armare perete demisol ax C

Armarea pereţilor s-a realizat astfel:

- În bulbi s-au dispus câte 20 bare cu diametrul de 22 mm;
- Pereţii s-au armat cu bare verticale cu diametrul de 12 mm dispuse la 15 cm;

- *Din meniul „General reinforcing" se va atribui secţiunea creată la peretele analizat;*

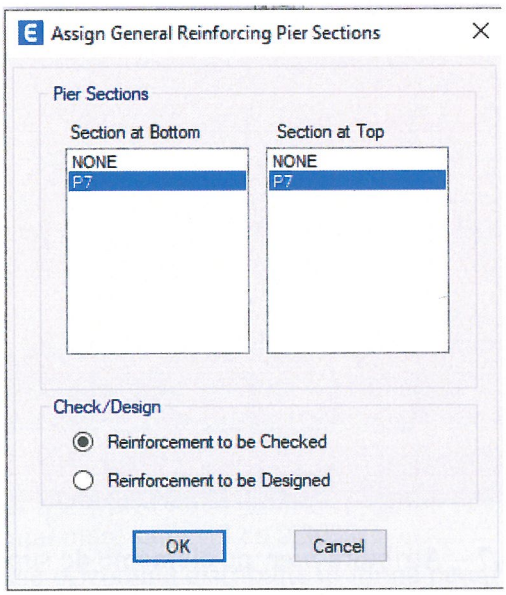


Fig. 6.10 – Atribuire secţiune creată la secţiunea peretelui

- *Se vor selecta combinaţiile de dimensionare;*
- *Se va rula modulul de dimensionarea pereţi din beton armat;*
- *Programul va calcula şi furniza eficienţa la moment încovoietor a peretelui;*
- *Programul va calcula şi furniza necesarul de armătură transversală pe ml de perete.*

6.4.1.a Verificarea pereţilor din beton armat – varianta 1 de dispunere a pereţilor

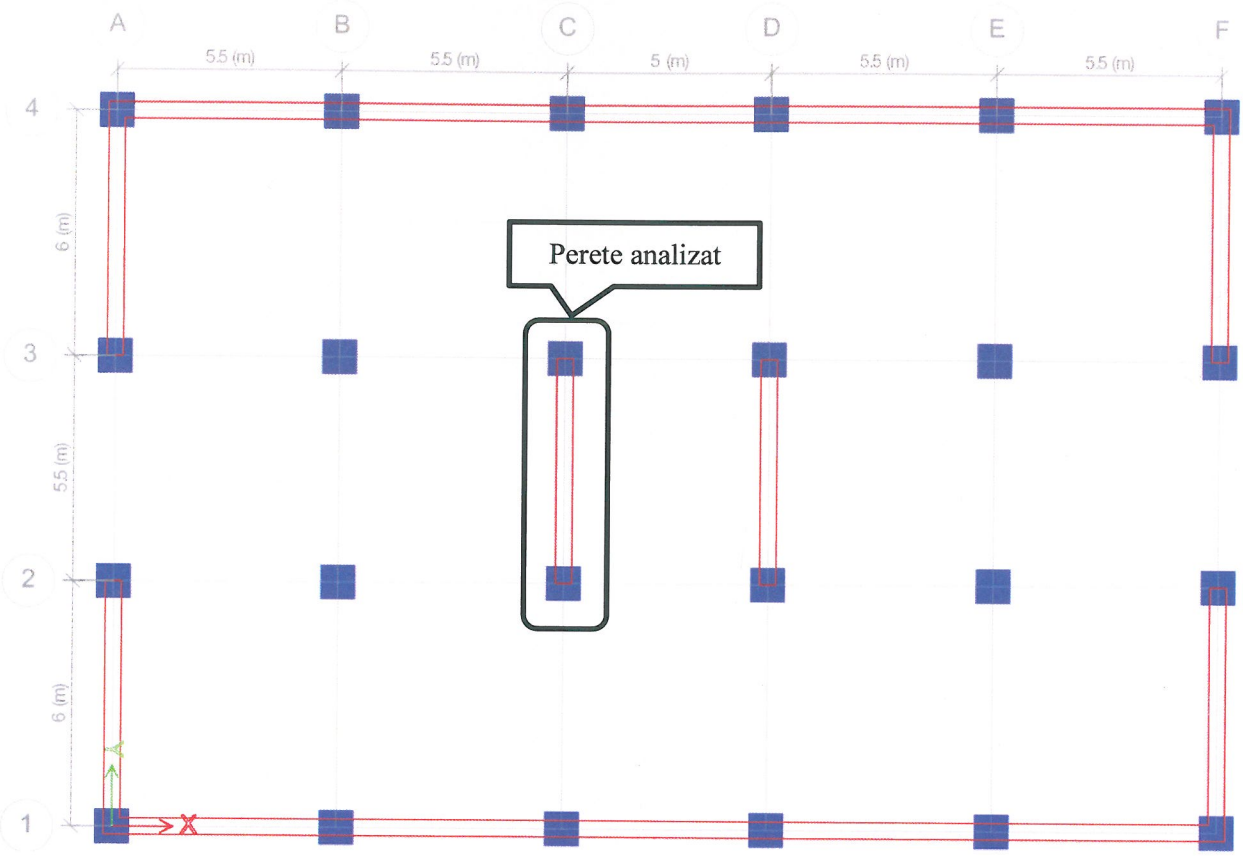


Fig. 6.11 – Plan dispunere stâlpi şi pereţi din beton armat

➢ ***Mediu rigid***

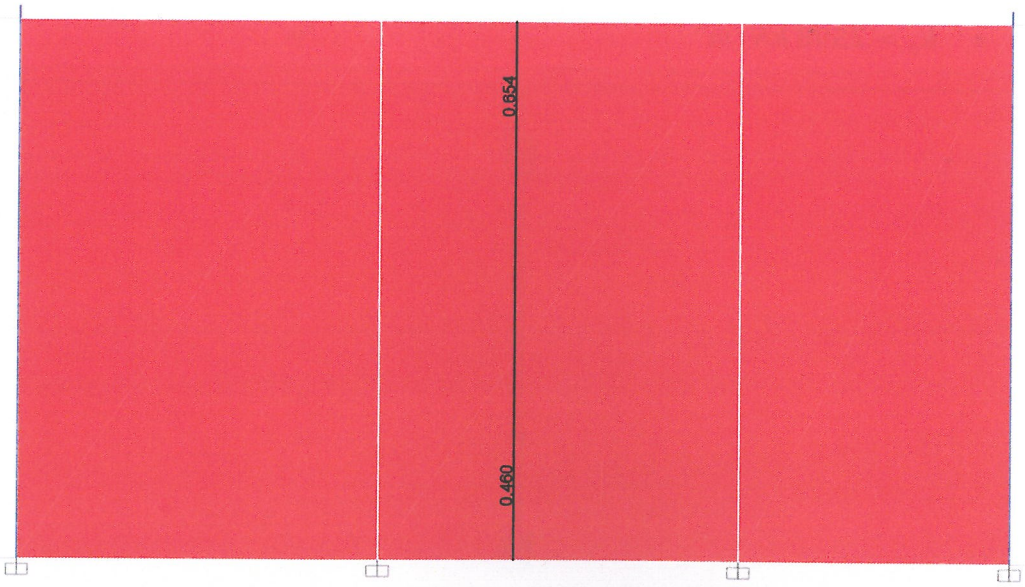


Fig. 6.12 – Eficienţa perete la moment încovoietor

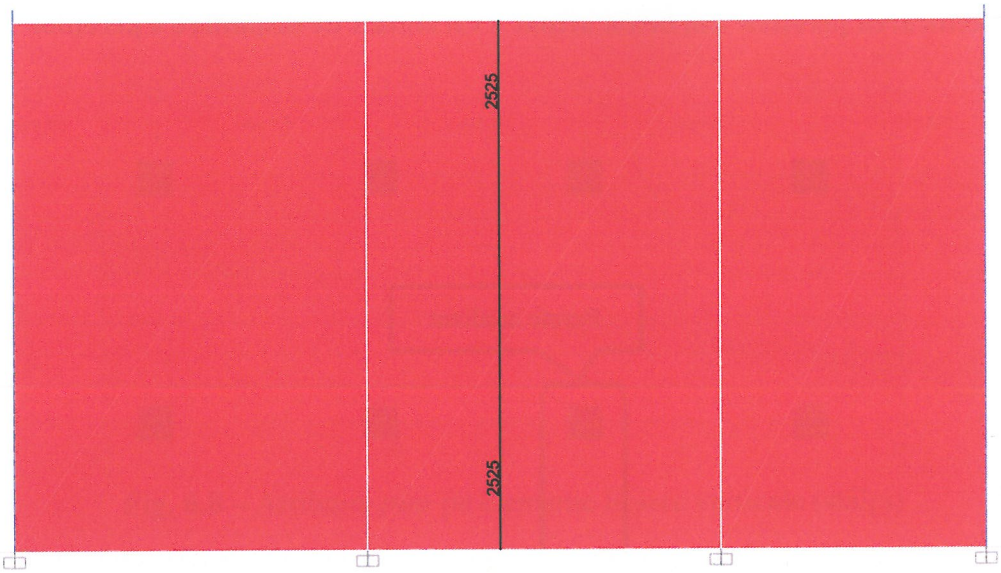


Fig. 6.13 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete

$A_{sw,nec} = 2525\ mm^2/m\ (pe\ ambele\ fete)$

Se dispune pe fiecare față:
$A_{sw,ef} = 1283\ mm^2/m\ (\emptyset 14\ la\ 12\ cm)$
$A_{sw,ef,tot} = 2 \cdot 1283 = 2566\ mm^2/m\ (2\emptyset 14\ la\ 12\ cm)$

$A_{sw,nec} \leq A_{sw,ef,tot}$

$$\mathbf{2525\frac{mm^2}{m} \leq 2566\frac{mm^2}{m} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

➢ ***Mediu elastic***
- $\boldsymbol{k_s = 2598\ kN/m^3}$

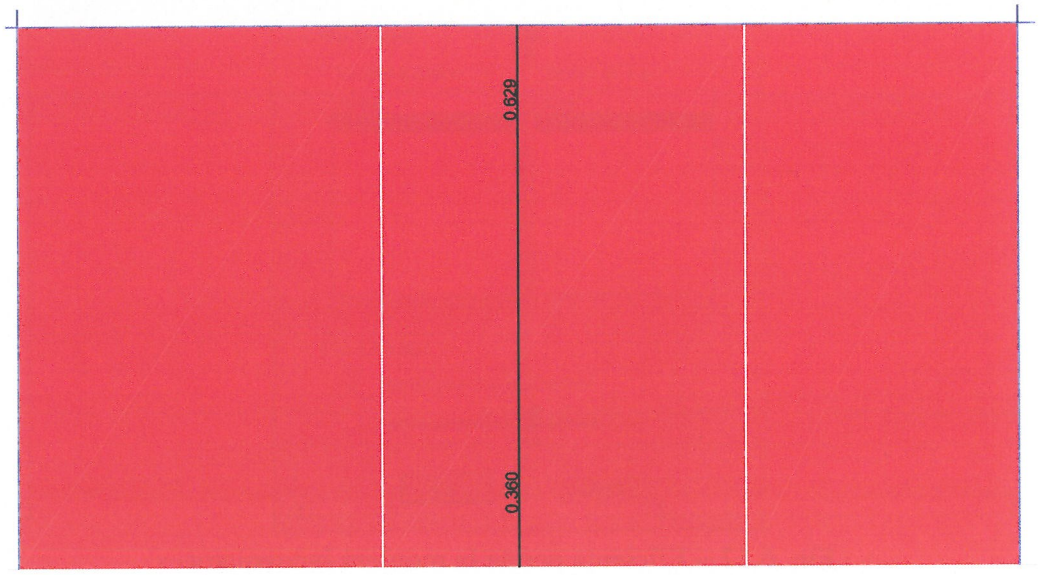


Fig. 6.14 – Eficienţă perete la moment încovoietor

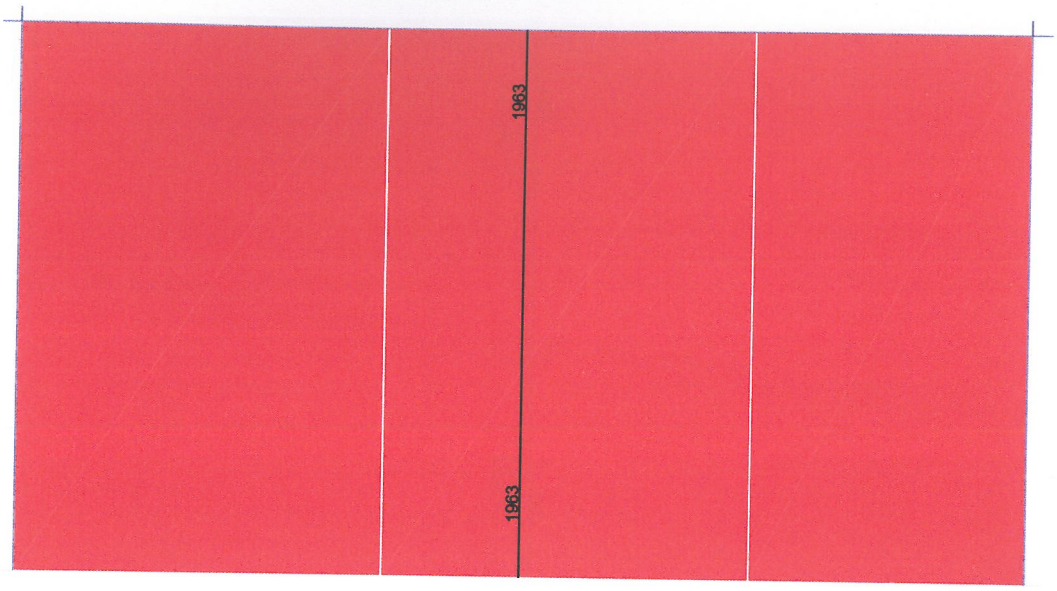


Fig. 6.15 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete

$A_{sw,nec} = 1963\ mm^2/m\ (pe\ ambele\ fete)$

Se dispune pe fiecare față:
$A_{sw,ef} = 1026\ mm^2/m\ (\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$
$A_{sw,ef,tot} = 2 \cdot 1026 = 2052\ mm^2/m\ (2\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$

$A_{sw,nec} \leq A_{sw,ef,tot}$

$$\mathbf{1963\frac{mm^2}{m} \leq 2052\frac{mm^2}{m} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

- $\boldsymbol{k_s = 3 \cdot 2598\frac{kN}{m^3} = 7794\ kN/m^3}$

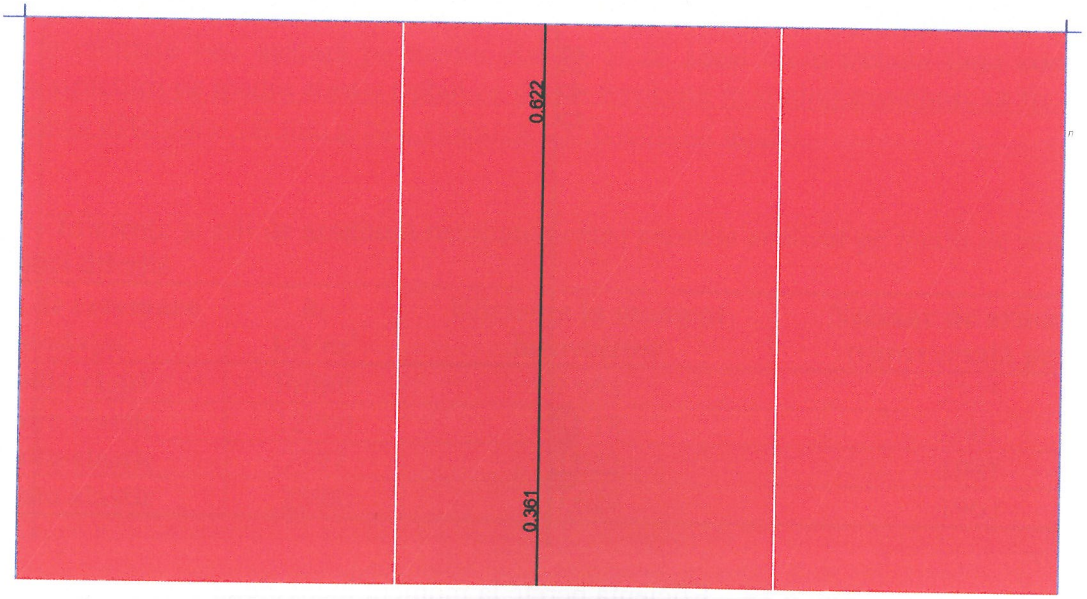


Fig. 6.16 – Eficienţa perete la moment încovoietor

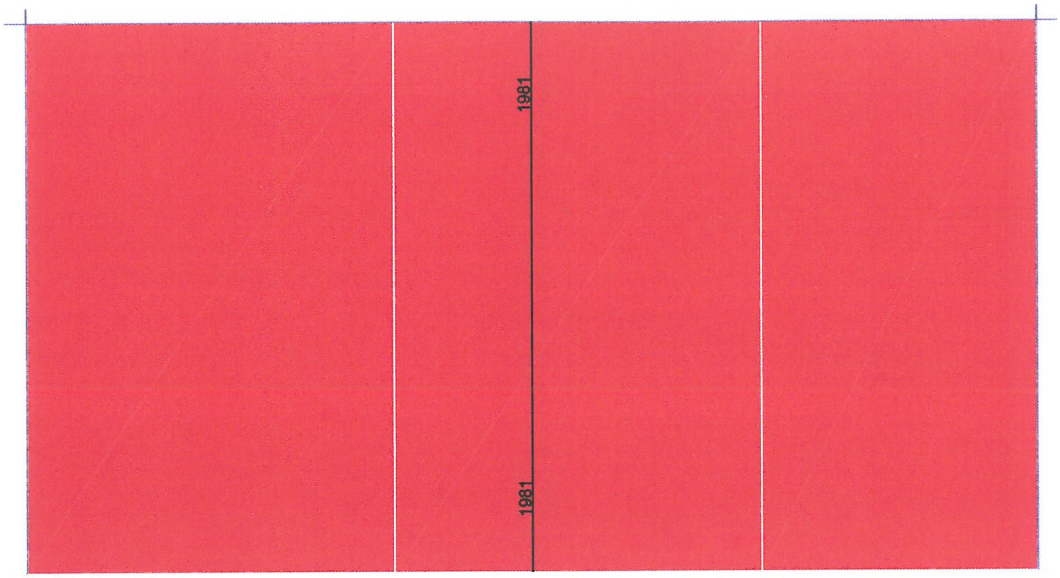


Fig. 6.17 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete

$A_{sw,nec} = 1981\ mm^2/m\ (pe\ ambele\ fete)$

Se dispune pe fiecare față:
$A_{sw,ef} = 1026\ mm^2/m\ (\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$
$A_{sw,ef,tot} = 2 \cdot 1026 = 2052\ mm^2/m\ (2\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$

$A_{sw,nec} \leq A_{sw,ef,tot}$

$$\mathbf{1981\frac{mm^2}{m} \leq 2052\frac{mm^2}{m} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

- $\boldsymbol{k_s = 5 \cdot 2598\ kN/m^3 = 12990\ kN/m^3}$

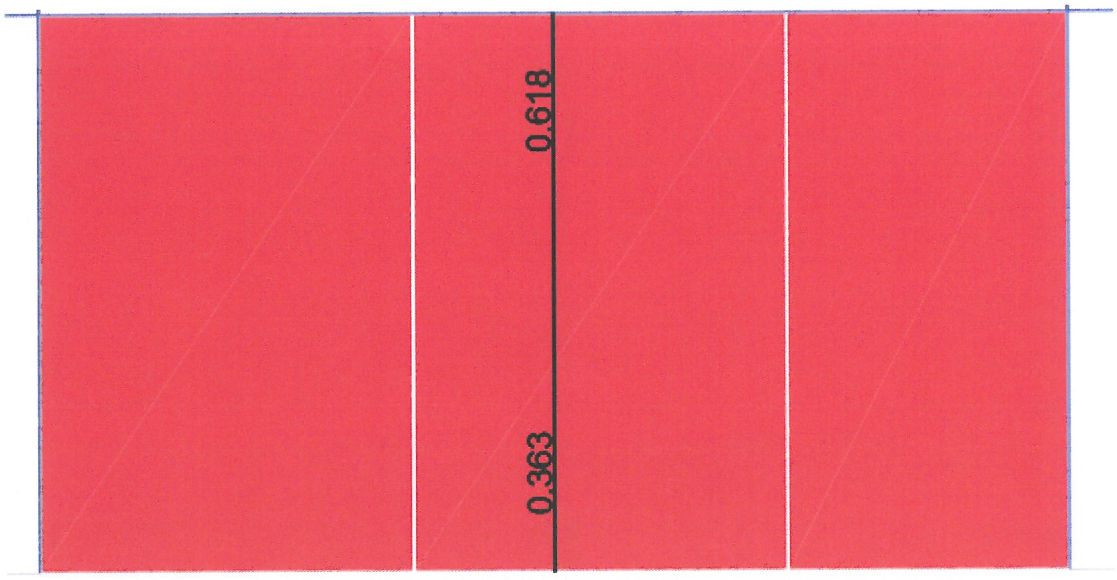


Fig. 6.18 – Eficienţa perete la moment încovoietor

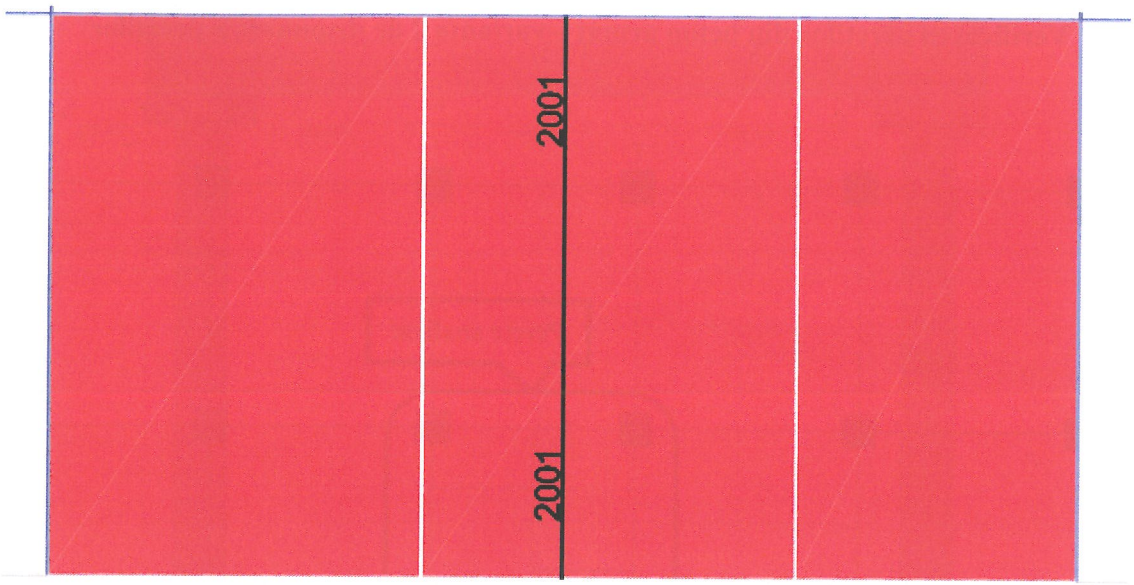


Fig. 6.19 – Necesar de armătură transversală pe ml de perete

$A_{sw,nec} = 2001\ mm^2/m\ (pe\ ambele\ fete)$

Se dispune pe fiecare față:

$A_{sw,ef} = 1026\ mm^2/m\ (\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$

$A_{sw,ef,tot} = 2 \cdot 1026 = 2052\ mm^2/m\ (2\emptyset 14\ la\ 15\ cm)$

$A_{sw,nec} \leq A_{sw,ef,tot}$

$$\mathbf{2001\frac{mm^2}{m} \leq 2052\frac{mm^2}{m} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

Pentru peretele analizat se observă în *tabelul 6.2* o uşoara variaţie a eficienţei peretelui la moment încovoietor şi o variaţie mai mare a necesarului ariei de armătură transversală. Pentru situaţia analizată necesarul de armătură orizontală cel mai ridicat s-a obţinut pe mediu rigid, însă structura în realitate este aşezată pe mediu elastic, şi de acest lucru trebuie ţinut cont. Pentru rezemarea structurii pe mediu elastic trebui ca datele furnizate în studiul geotehnic să fie complete pentru a putea determina cât mai precis valoarea coeficientului de pat.

Tab. 6.2 – Eficienţe şi arii de armătură rezultate pentru peretele analizat pe medii de rezemare cu caracteristici diferite

Mediu de rezemare fundaţie	k_s kN/m³	Eficienţa la moment încovoietor	Necesar de armătură transversală pe ml
Mediu rigid	Infinit	0,654	2525
Mediu elastic	12990	0,618	2001
Mediu elastic	7797	0,622	1981
Mediu elastic	2598	0,629	1963

6.4.1.b Verificarea pereţilor din beton armat – varianta 2 de dispunere a pereţilor

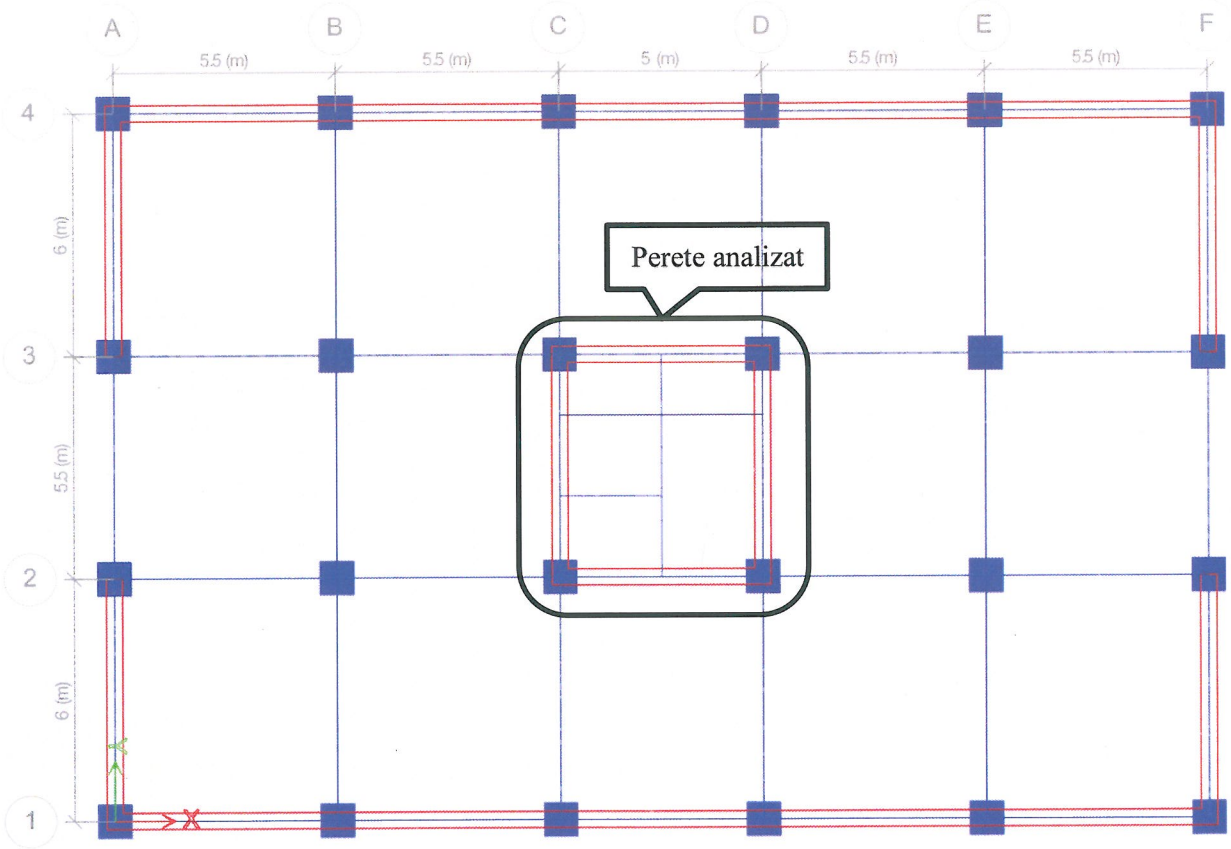


Fig. 6.20 – Plan dispunere stâlpi şi pereţi din beton armat

Armarea pereţilor s-a realizat astfel:

- În bulbi (stâlpi) s-au dispus câte 20 bare cu diametrul de 22 mm;
- Inima pereţilor s-au armat cu bare verticale cu diametrul de 12 mm dispuse la 15 cm.

Tab. 6.3 – Eficienţă perete la moment încovoietor

Flexural Design for N_{Ed} , MEd3 and M_{Ed2}

Station	D/C	Flexural	N_{Ed} kN	M_{Ed2} kN-m	M_{Ed3} kN-m
Top	0.126	1. 1.35P+1.5U+1.05Z	22775.22	1133.24	4175.46
Bottom	0.138	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx	15162.05	-4984.28	27364.57

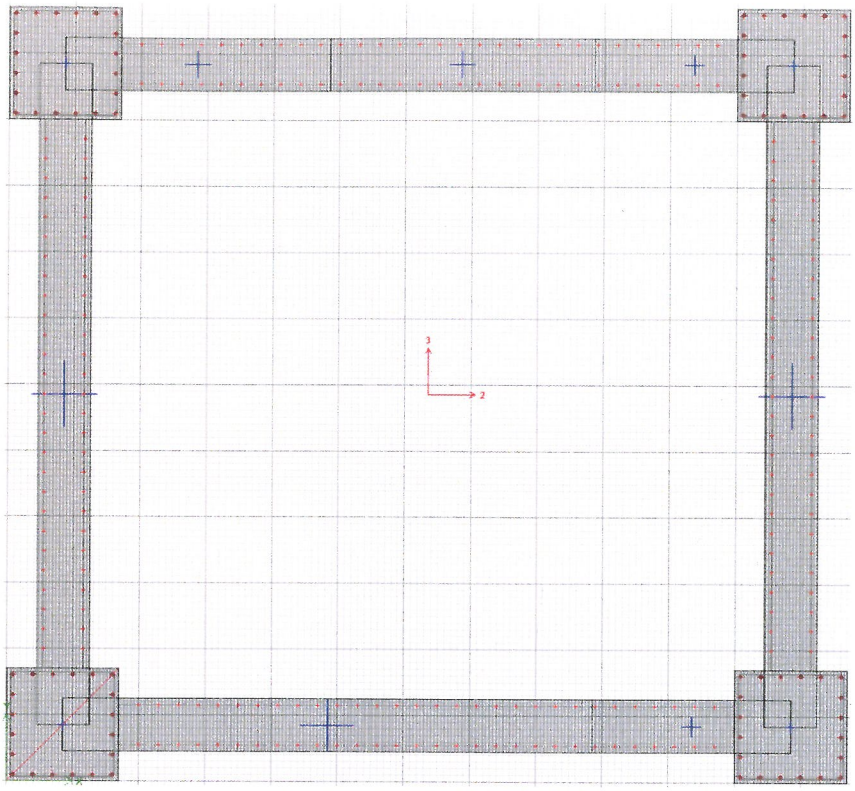


Fig. 6.21 – Armare perete demisol ax C-D/2-3

Tab. 6.4 – Necesar de armatură transversală pe ml de perete

Shear Design

Station Location	ID	Rebar mm²/m	Shear Combo	N_{Ed} kN	V_{Ed} kN	V_{Rc} kN	V_{Rd} kN
Top	Leg 1	2972	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx	1386.41	5117.58	691.67	5117.58
Top	Leg 2	3022	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx	1338.95	5202.64	685.97	5202.64
Top	Leg 3	2481	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy	1276.01	3883.65	634.76	3883.65
Top	Leg 4	2223	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy	1464.74	3479.03	657.41	3479.03
Bottom	Leg 1	1357	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx	1623.32	2336.51	720.1	2336.51
Bottom	Leg 2	1412	4. P+0.3U+0.4Z+Sy+0.3Sx	1609.14	2431.18	718.4	2431.18
Bottom	Leg 3	551	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy	1715.03	545.84	687.44	959.08
Bottom	Leg 4	551	3. P+0.3U+0.4Z+Sx+0.3Sy	1789.61	511.28	696.39	959.08

$A_{sw,nec} = 3022\ mm^2/m\ (pe\ ambele\ fete)$

Se dispune pe fiecare față:

$A_{sw,ef} = 1539\ mm^2/m\ (Ø14\ la\ 10\ cm)$

$A_{sw,ef,tot} = 2 \cdot 1539 = 3078\ mm^2/m\ (2Ø14\ la\ 10\ cm)$

$A_{sw,nec} \leq A_{sw,ef,tot}$

$$\mathbf{3022\frac{mm^2}{m} \leq 3079\frac{mm^2}{m} \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

Pentru o dimensionare care să surprindă mult mai bine realitatea, în cazul pereților infrastructurilor trebuie să se țină cont de plăcile de la partea inferioară și superioară, de radier, respectiv planșeu peste demisol. Această modelare este mai greu de realizat și se aplică mai rar în practică curentă de proiectare a clădirilor cu un singur subsol.

6.5 CALCULUL PLANŞEULUI PESTE PARTER

Conform P 100-1

Paragraful 5.10.(4)

Calculul eforturilor în diafragme se va face pe baza prevederilor date în reglementarile specifice diferitelor tipuri de structuri (de exemplu, *CR 2-1-1.1*), iar dimensionarea lor pe baza prevederilor din *SR EN 1992-1-1*, ca document normativ de referinţă.

Conform CR 2-1-1.1/2022

Paragraful 7.5.

Grosimea plăcii planşeului de transfer, situat imediat sub zona critică a pereților, este de minim 150 mm.

La clădirile multietajate având unul sau mai multe subsoluri, plăcile de peste subsoluri sunt armate longitudinal la ambele fețe cu plase continue.

Cantitatea de armatură din fiecare plasă, pe fiecare din cele două direcții orizontale, corespunde unui procent de armare mai mare de 0,25% și este mai mare de 300 mm^2/m.

Conform NP 112 - 2014

Paragraful II.9.7 (3)

Armarea pereţilor de subsol va respecta condiţiile minime din *CR 2-1-1.1*.

Paragraful II.9.7 (5)

Planşeul peste subsol va avea grosime minimă de 150 mm. Armarea minimă pe fiecare faţă şi direcţie va reprezenta un coeficient de 0,0025 şi minim 6 bare Ø8/m. Armătura plăcii va conţine, pe lângă armăturile necesare pentru preluarea încărcărilor normale pe planul acesteia, armăturile rezultate din încovoierea de ansamblu a infrastructurii, precum şi armăturile necesare pentru preluarea forţelor din planul planşeului (armături de suspendare, etc.)

Conform *CR 2-1-1.1/2022* se indică că indicativul se referă la infrastructurile clădirilor cu pereţi structurali din beton armat, iar clădirea analizată este cu sistem structural pe cadre din beton armat, deci nu ar fi obligatorie respectarea prevederilor din acest indicativ. Indicativul *NP 112-2014* se referă la toate tipurile de sisteme structurale pentru suprastructura și face trimitre la *CR 2-1-1.1* și prin urmare trebuie respectat și pentru infrastructurile structurilor cu sistem structural în cadre din beton armat.

Armarea şi calcul planşeului peste parter se realizează similar cu cea a etajelor curente prin urmare nu se va mai exemplifica algoritmul de calcul. Planşeul trebuie dimensionat în domeniul elastic, iar dimensionarea se face conform *SR EN 1992-1-1* şi *Anexa Naţională*.

O particularitate care apare în cazul planşeelor peste subsol/demisol este dată de încastrarea planşeului cu pereţii din beton armat. Prin producerea acestui fenomen, datorită împingerii pământului, în pereţii apar momente încovoietoare mai mari la partea superioară pe perimetrul planşeului. Pentru aceasta trebuie evaluată împingerea pământului şi aplicarea acesteia pe pereţii infrastructurii. Pentru clădirea analizată s-a considerat că împingerea pământului este nesemnificativă, datorită înălţimii reduse a etajului și grosimii mari a pereților, şi prin urmare nu s-a luat în calcul.

Diferenţa dintre armarea planşeul de peste etajele curente şi cea a planşeului de peste demisol, dacă se ţine cont de prevederile CR 2-1-1.1/2022, constă în faptul că grosimea minimă impusă va fi de 150 mm, procentul de armare minim impus va fi de 0,25% şi se vor dispune cel puţin 300 mm^2/m. În general grosimea de 150 mm este utilizată pentru cazurile curente de proiectare, rămânând ca singură diferenţă majoră armarea minimă impusă pe ambele fețe.

6.6 DIMENSIONAREA RADIERULUI

Conform NP 112-2014

Paragraful II.8.2(1)

Eforturile secţionale pentru proiectarea radierului se stabilesc în urma calculului infrastructurii, care poate avea grade diferite de complexitate. În cazurile curente de proiectare, când se urmăreşte ca mecanismul de plastificare al structurii în ansamblu să aibă zonele plastice localizate în suprastructură, evaluarea eforturilor de proiectare ale radierului se vor face cu relaţia în cazul rezemării unor elemente izolate:

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E}$$

şi conform relaţiei în cazul în care radierul face parte dintr-o infrastructură, comună cu mai multe elemente:

$$E_{Fd} = E_{EF,G} + 1{,}5 \cdot E_{F,E}$$

Paragraful II.8.2(2)

Proiectarea radierelor trebuie să ţină seama de compatibilitatea deformaţiilor terenului cu cele ale elementelor structurale. Calculul eforturilor secţionale *(M, V)* în secţiunile caracteristice ale radierului se efectuează, de regulă, cu programe de calcul care permit modelarea fenomenului de interacţiune fundaţie – teren. Dacă în radier apar eforturi axiale de compresiune sau întindere ca efect al conlucrării acestuia cu substructura, la dimensionarea secţiunilor de beton şi a armăturii pentru moment încovoietor şi forţă tăietoare se va considera şi efectul acestora.

6.6.1 Dimensionarea la stare limită ultimă

6.6.1.a Dimensionarea la moment încovoietor

Eforturile maxime s-au extras din programele *ETABS* şi *SAFE*.

Eforturile din gruparea fundamentală s-au extras utilizând coeficientul de pat $k_s = 2222\ kN/m^3$, iar pentru gruparea seismica $k_s = 5 \cdot 2598 = 12999\ kN/m^3$. Din programul *ETABS* s-au extras valorile maxime (vârfurile), iar din programul *SAFE* valorile la faţa elementului vertical (stâlp sau perete).

Momentele încovoietoare se extrag din următorele combinaţii de încărcări, cu menţiunea că majorarea ipotezei seismice s-a realizat prin utilizarea factorului de comportare $q = 2{,}5$:

- **GF:** $1{,}35 \cdot P + 1{,}5 \cdot U + 1{,}05 \cdot Z$
- **GF:** $1{,}35 \cdot P + 1{,}05 \cdot U + 1{,}5 \cdot Z$
- **GS:** $P + 0{,}3 \cdot U + 0{,}4 \cdot Z + S_x + 0{,}30 \cdot S_y$
- **GS:** $P + 0{,}3 \cdot U + 0{,}4 \cdot Z + S_y + 0{,}30 \cdot S_x$

Ţinând cont că fundaţia are desprinderi de pe teren în ipoteza seismică, s-a realizat o verificare a momentelor încovoietoare rulând calculul cu analiza neliniară, considerând că terenul lucrează doar la compresiune, aşa cum este în realitate. Calcul ipotezelor neliniare s-a realizat cu metoda de calcul cu forţe laterale statice echivalente.

I. Momente încovoietoare maxime la partea <u>superioară</u> [GF]

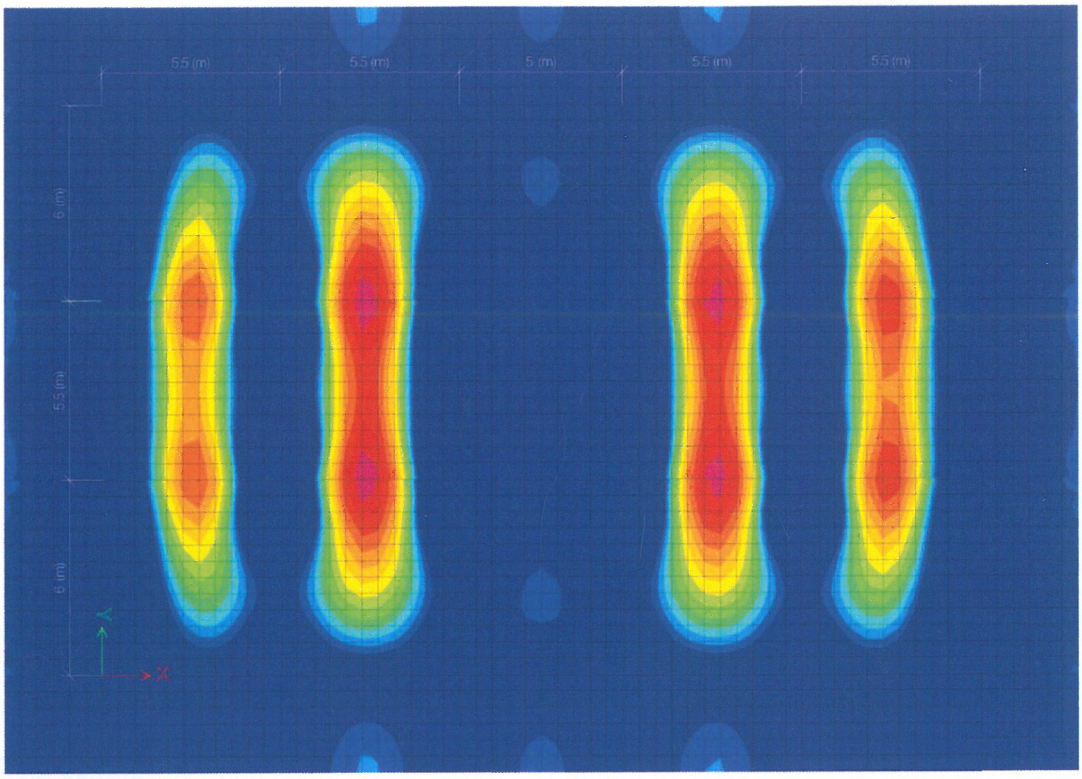


Fig. 6.22 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -225 kNm

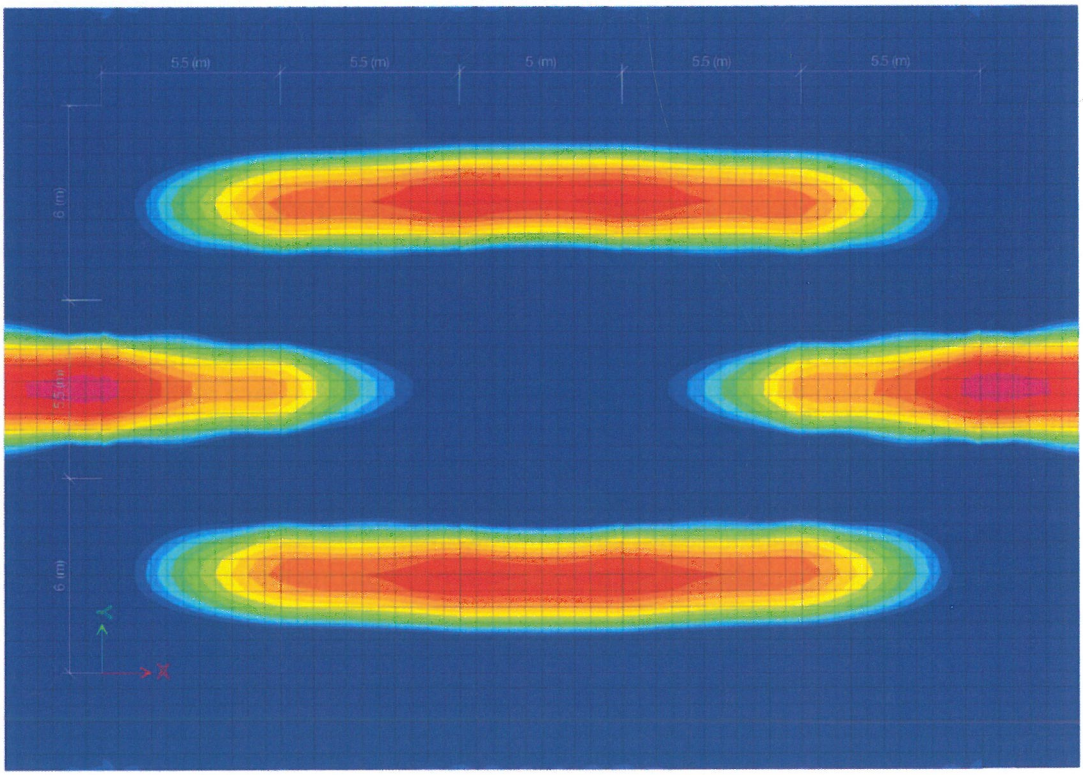


Fig. 6.23 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -300 kNm

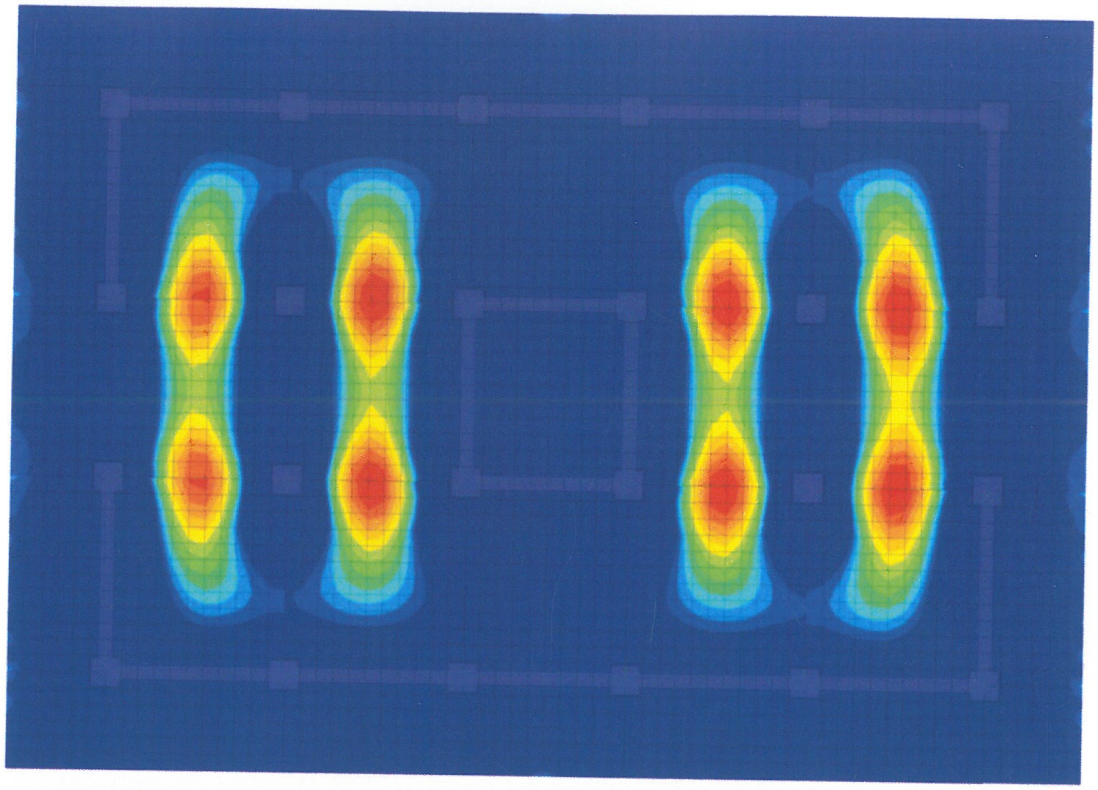


Fig. 6.24 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -225 kNm

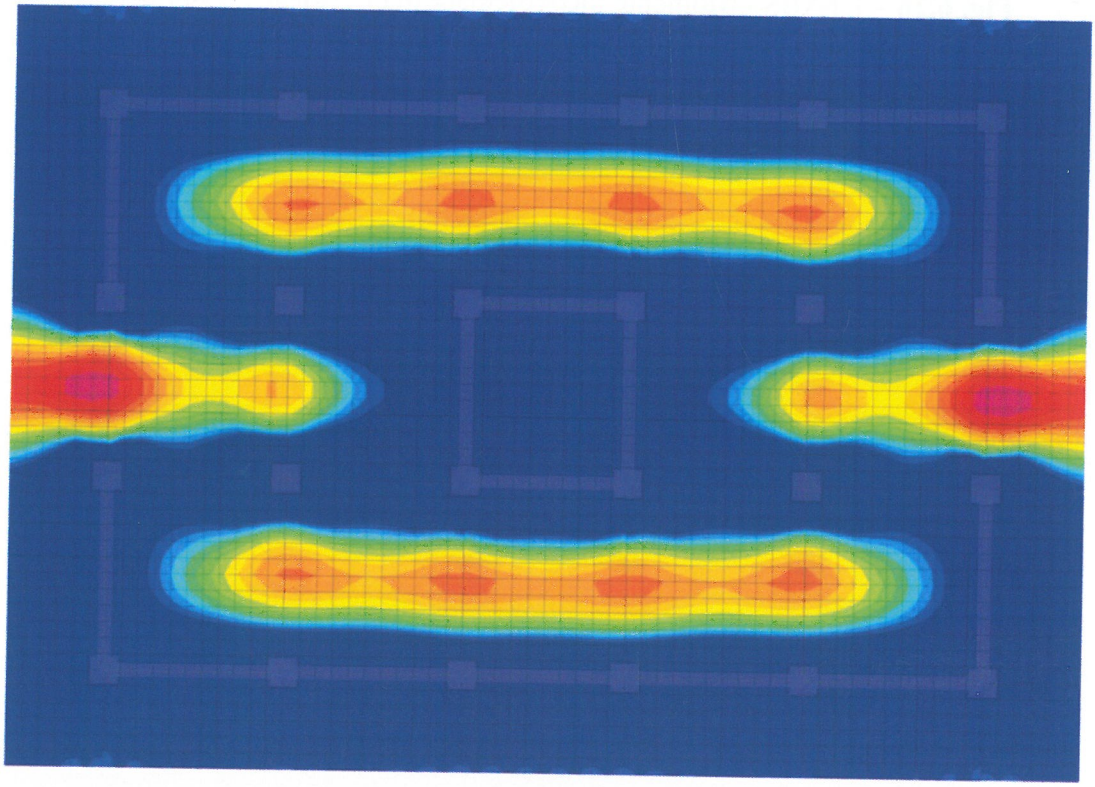


Fig. 6.25 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -350 kNm

II. Momente încovoietoare maxime la partea <u>inferioară</u> [GF]

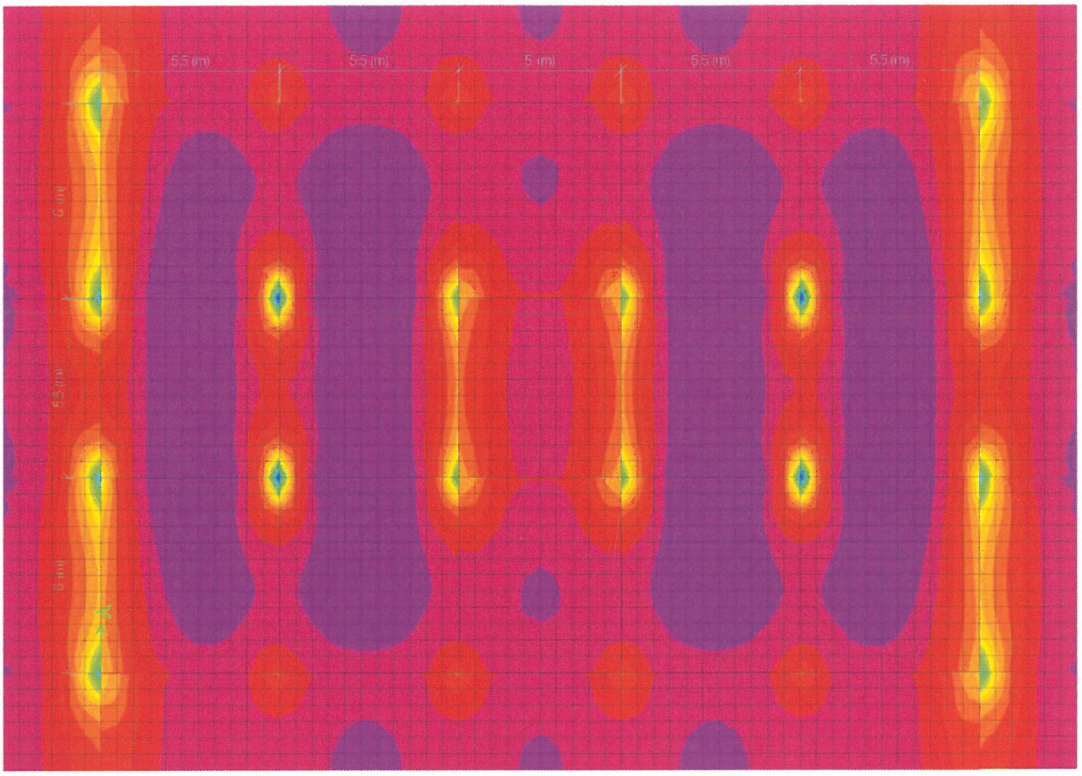


Fig. 6.26 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1400 kNm

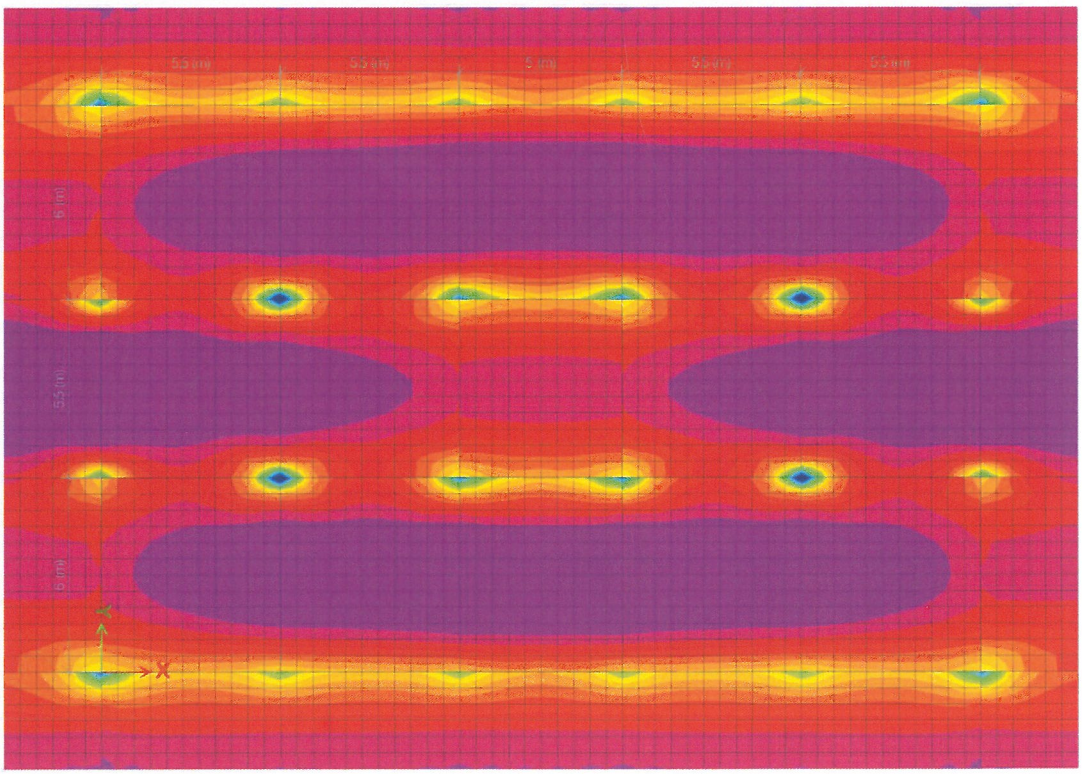


Fig. 6.27 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – Mmax = 1300 kNm

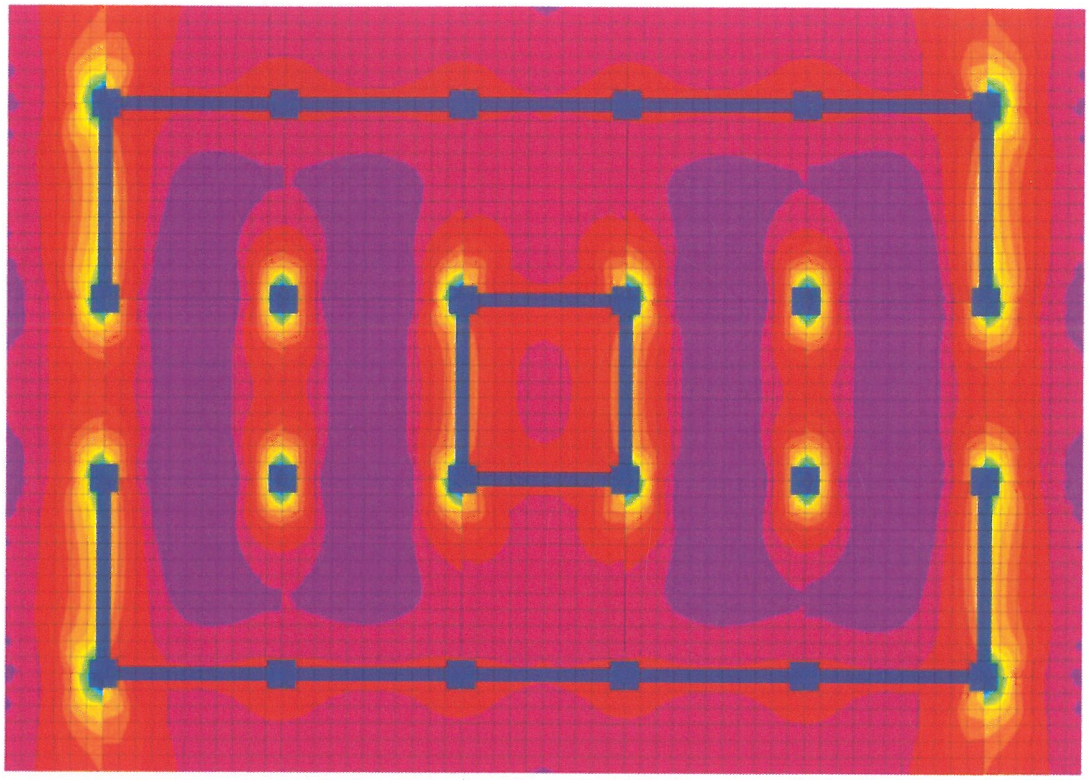


Fig. 6.28 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1150 kNm

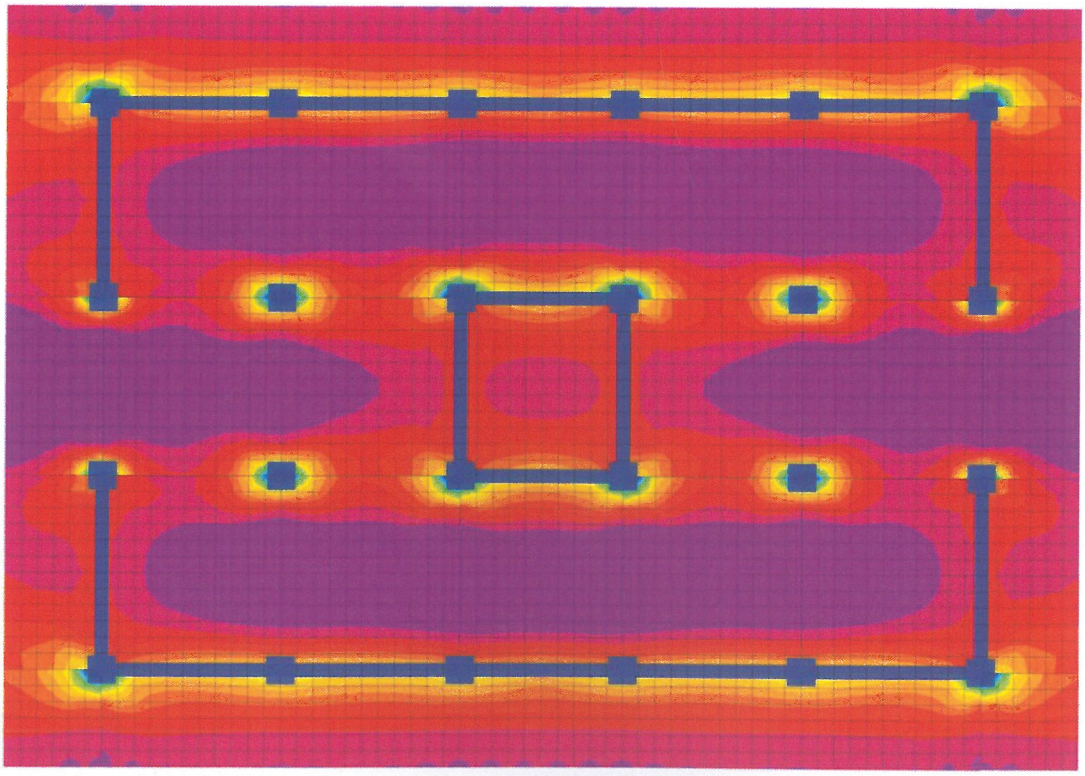


Fig. 6.29 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1100 kNm

III. Momente încovoietoare maxime la partea <u>superioară</u> [GS] – analiza liniară

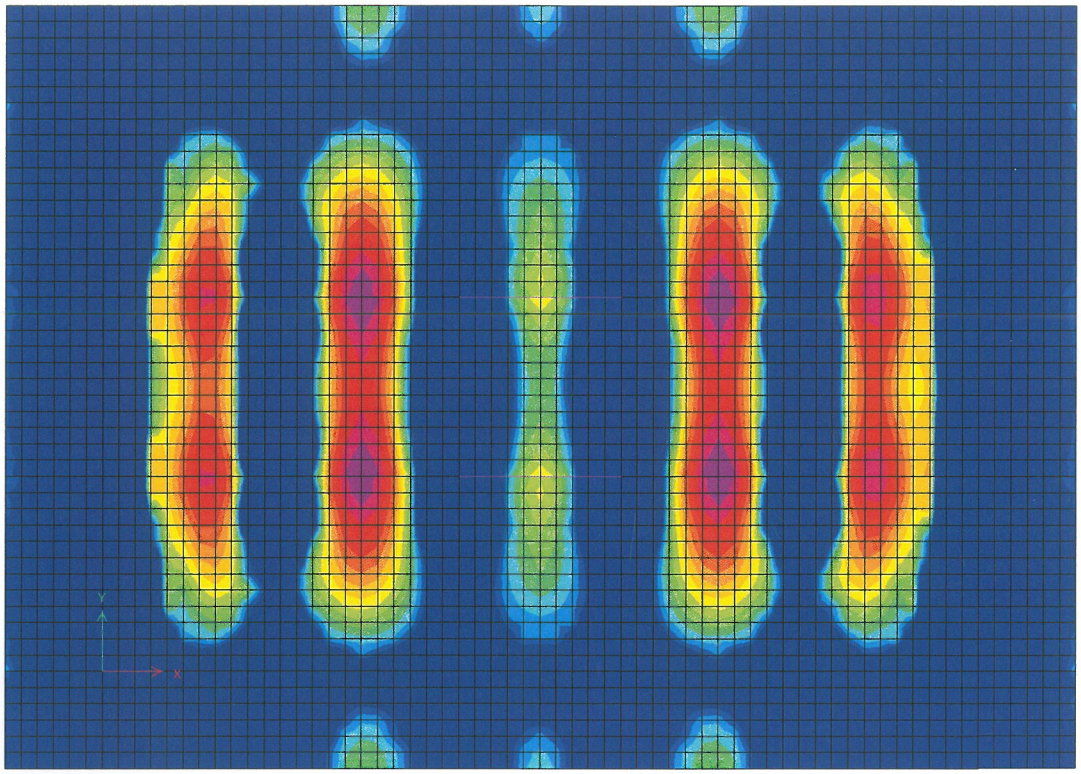


Fig. 6.30 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -230 kNm

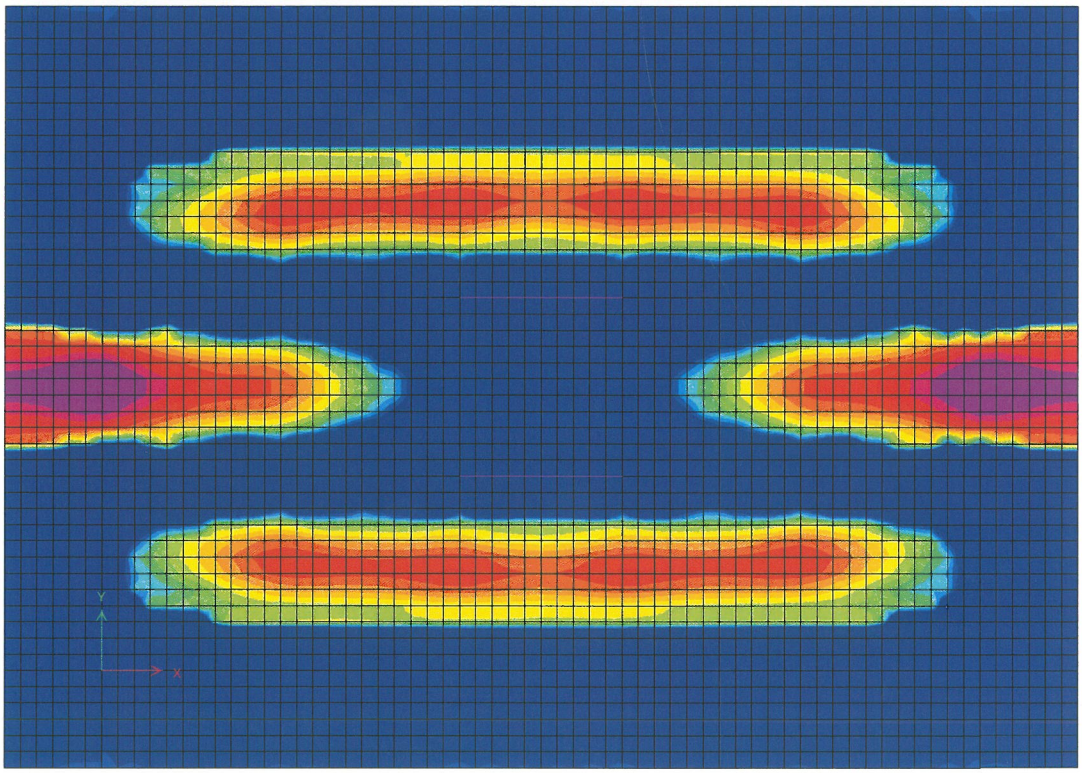


Fig. 6.31 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -350 kNm

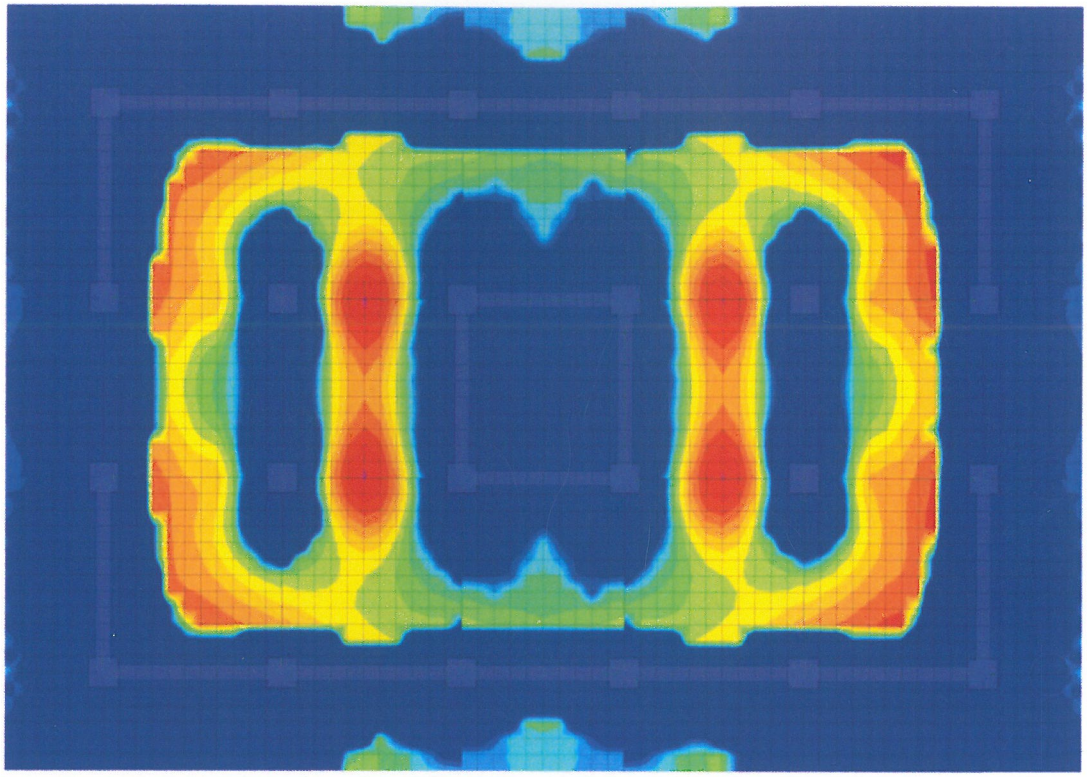


Fig. 6.32 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -260 kNm

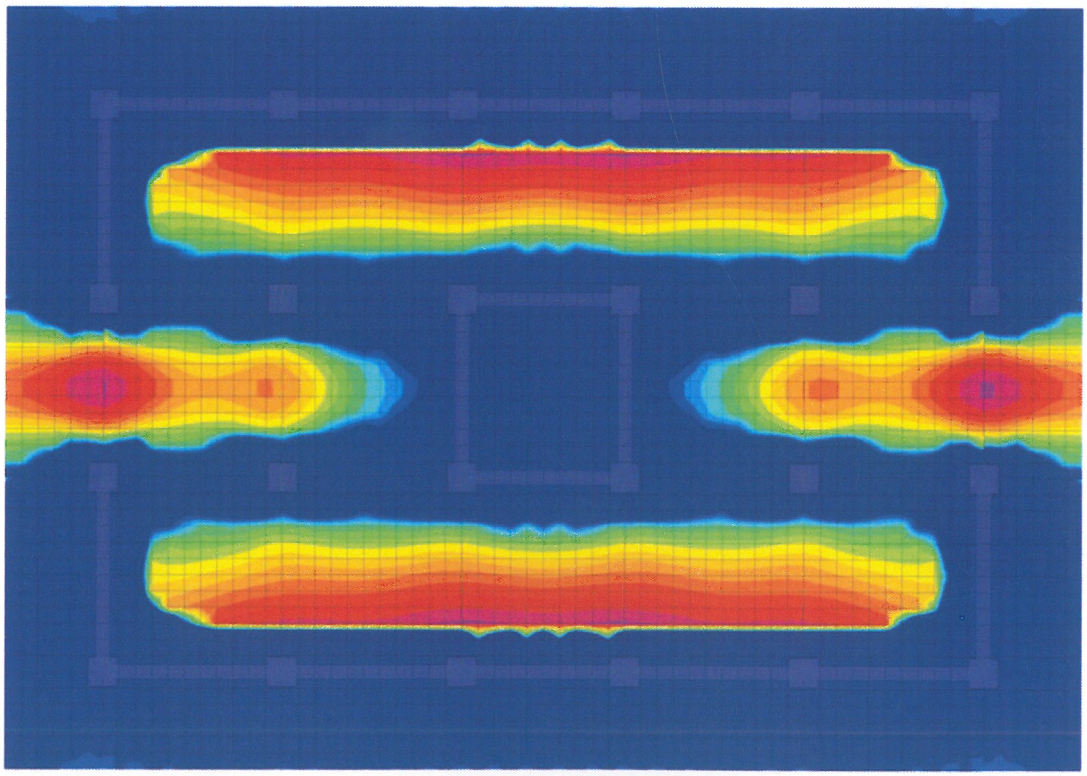


Fig. 6.33 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -415 kNm

IV. Momente încovoietoare maxime la partea <u>inferioară</u> [GS] – analiza liniară

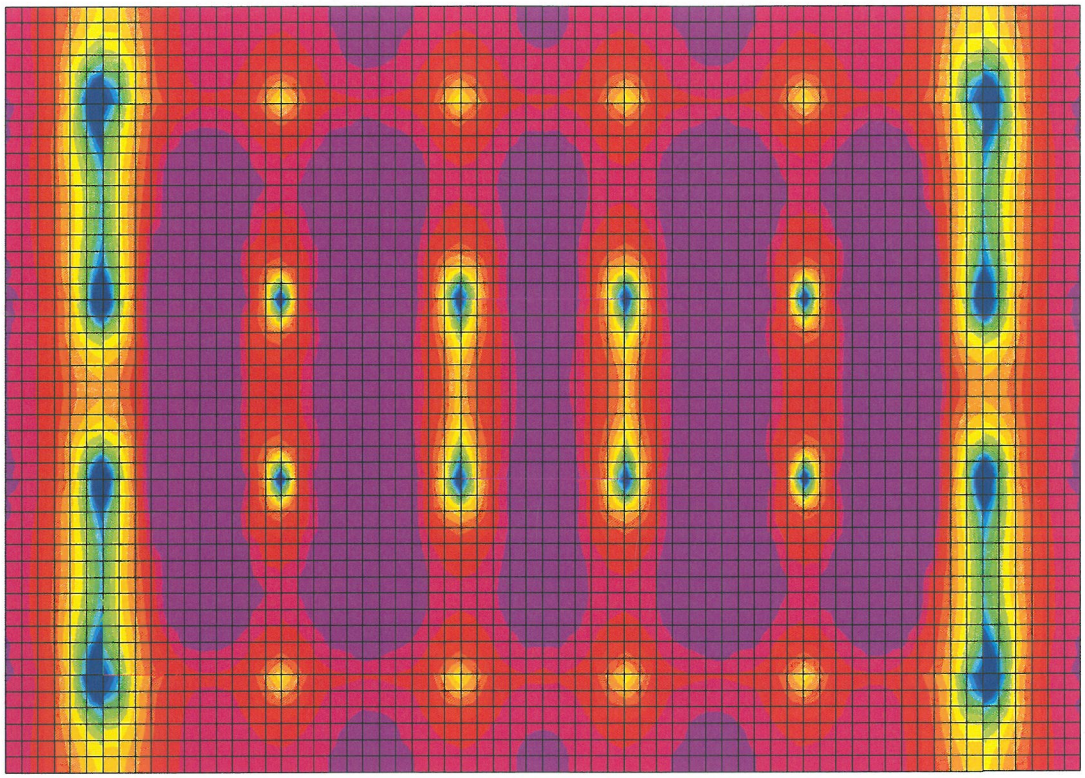


Fig. 6.34 – ETABS – Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1650 kNm

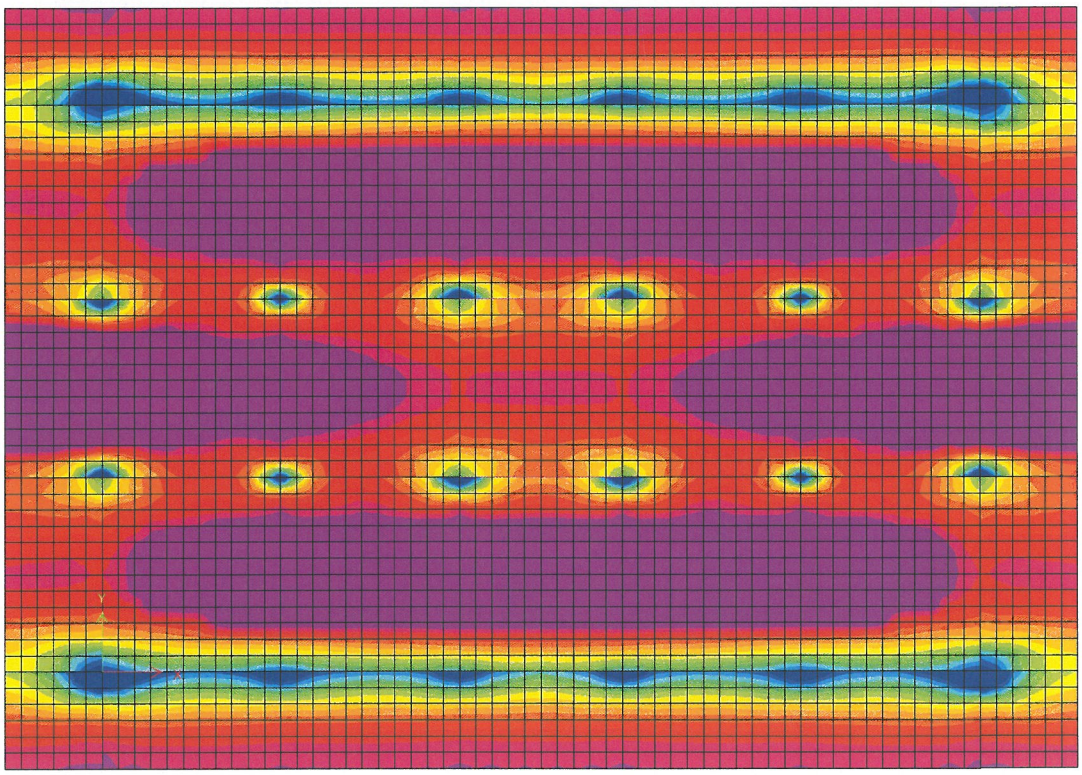


Fig. 6.35 – ETABS – Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1750 kNm

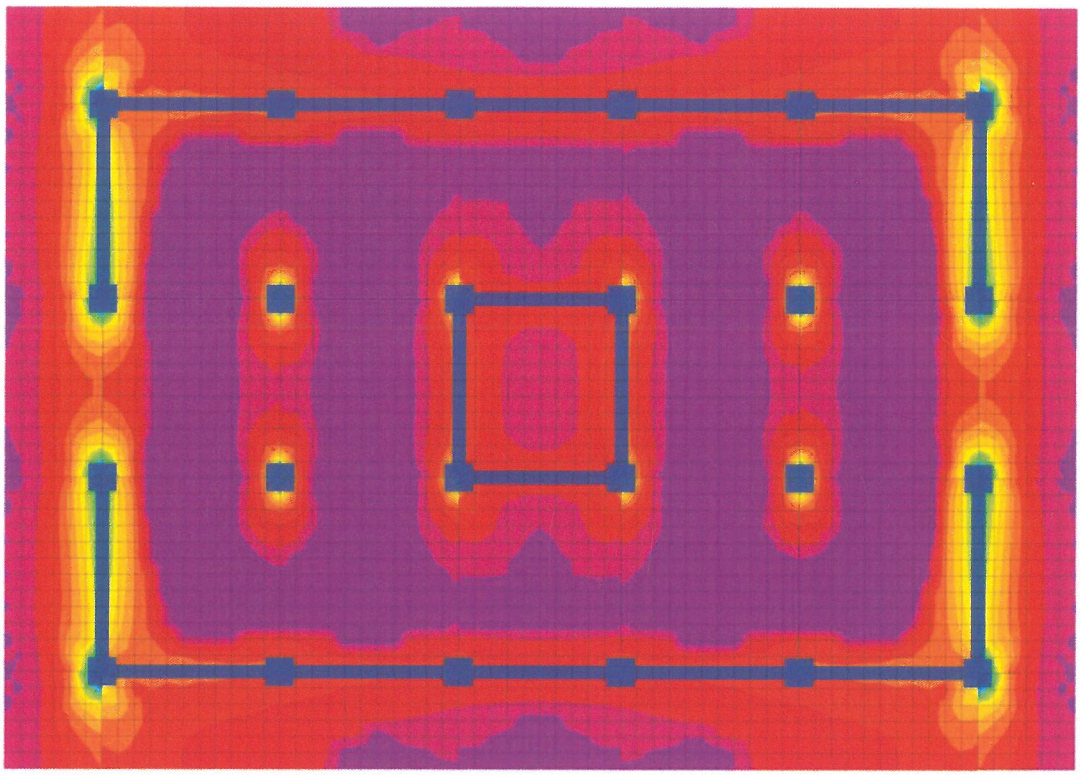


Fig. 6.36 – SAFE - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1400 kNm

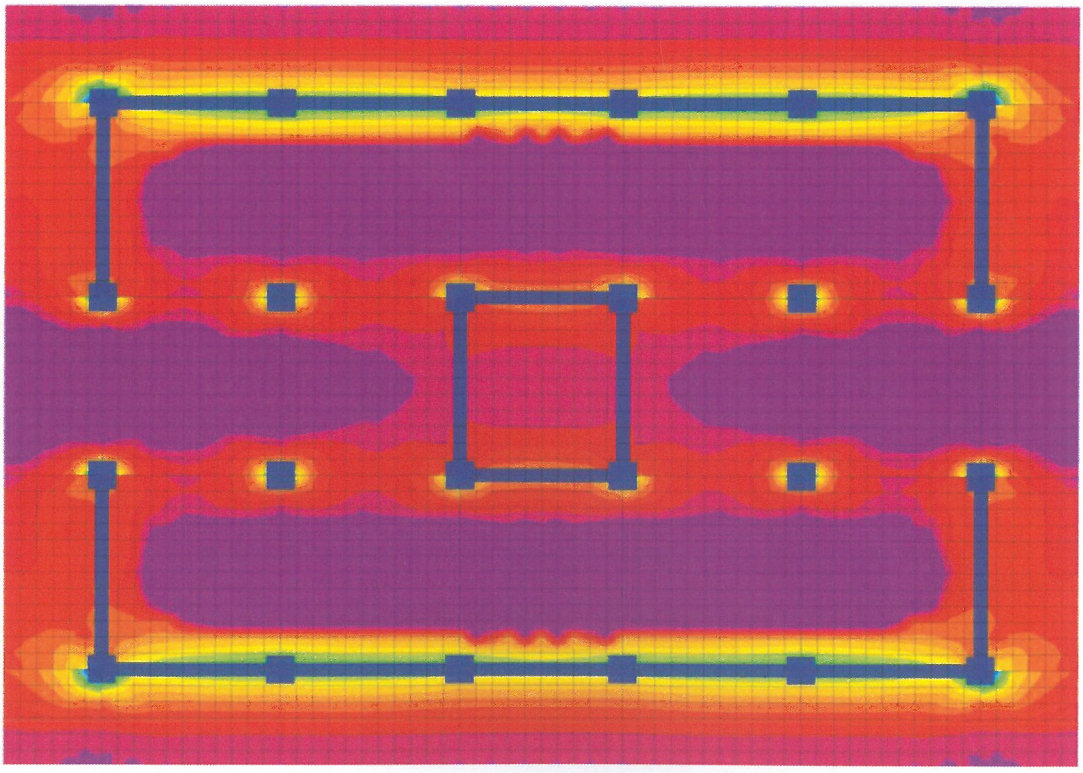


Fig. 6.37 – SAFE - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1450 kNm

V. Momente încovoietoare maxime la partea <u>superioară</u> [GS] – analiza neliniară

- **Seism pe direcția X**

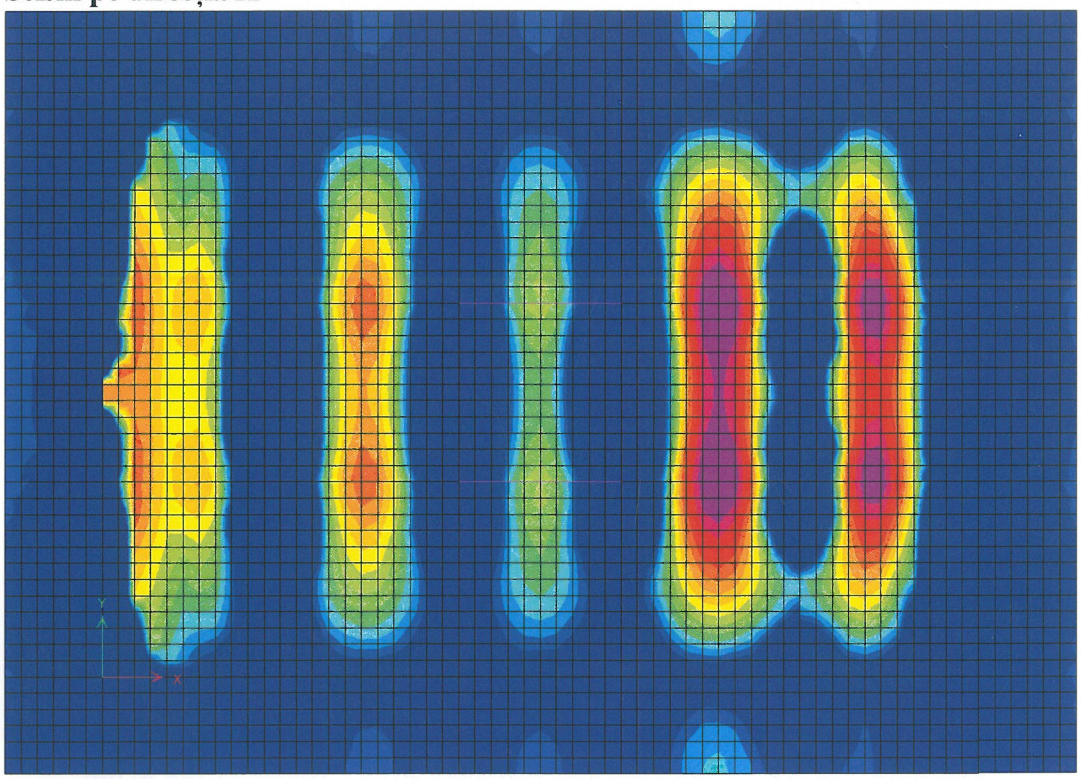


Fig. 6.38 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -230 kNm

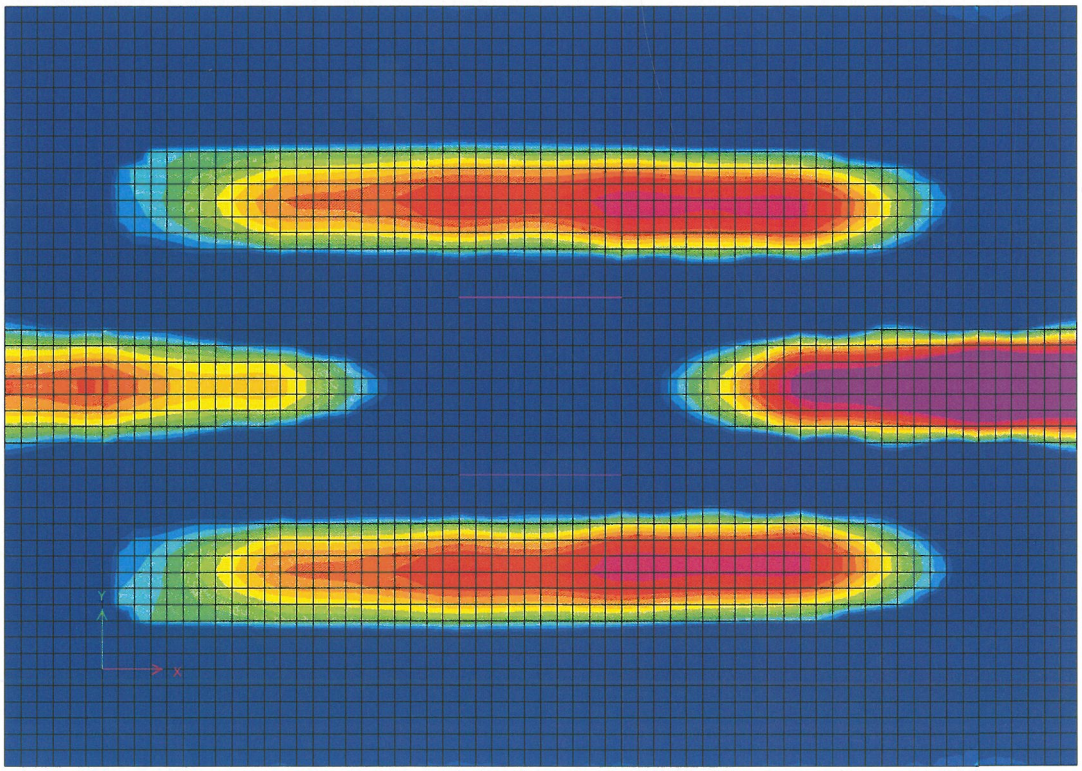


Fig. 6.39 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -355 kNm

- **Seism pe direcția Y**

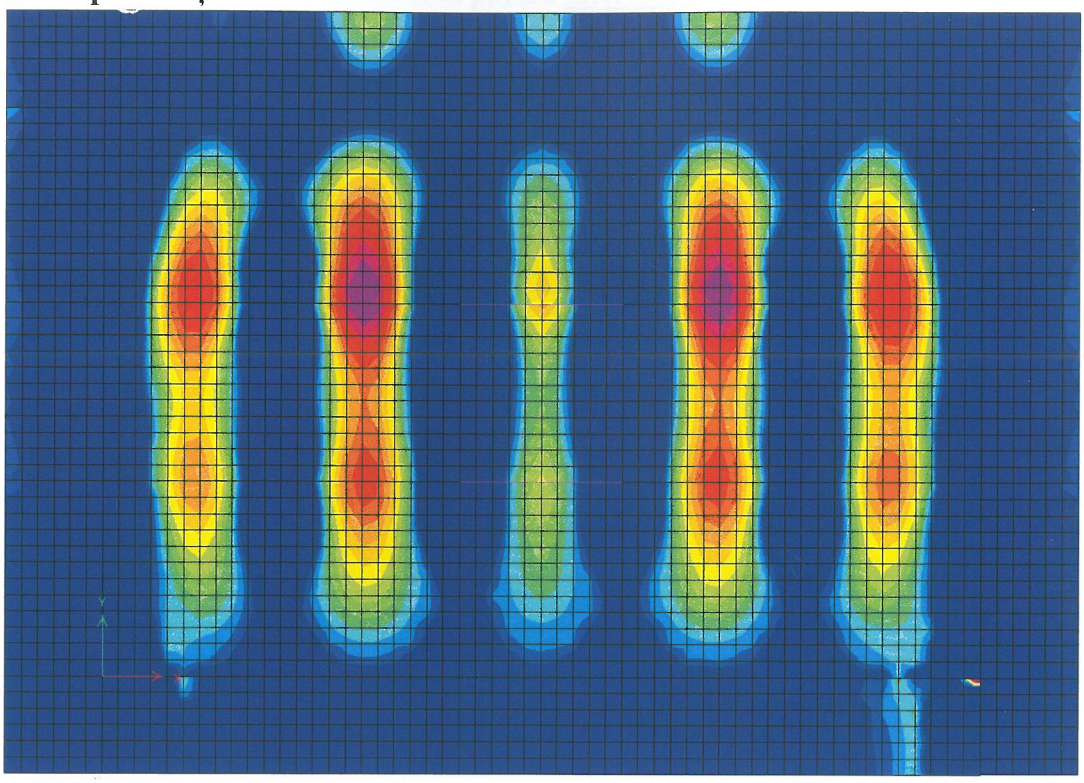


Fig. 6.40 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -195 kNm

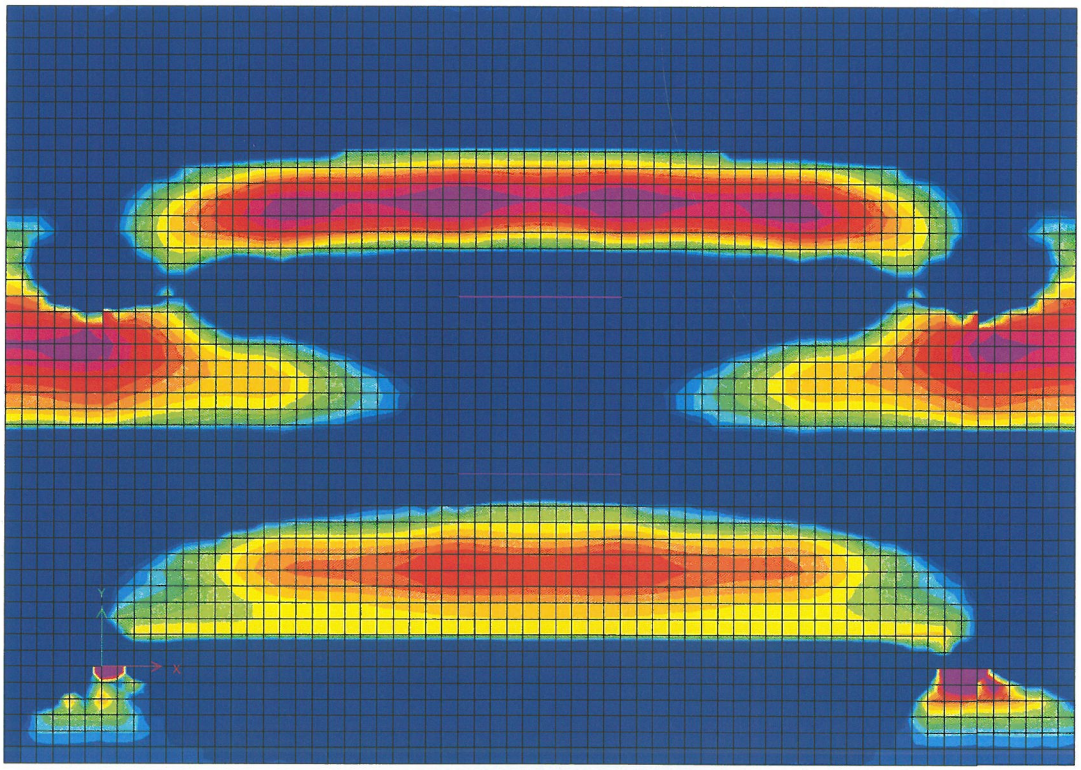


Fig. 6.41 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -255 kNm

- **Seism pe direcția X + 0,3Y**

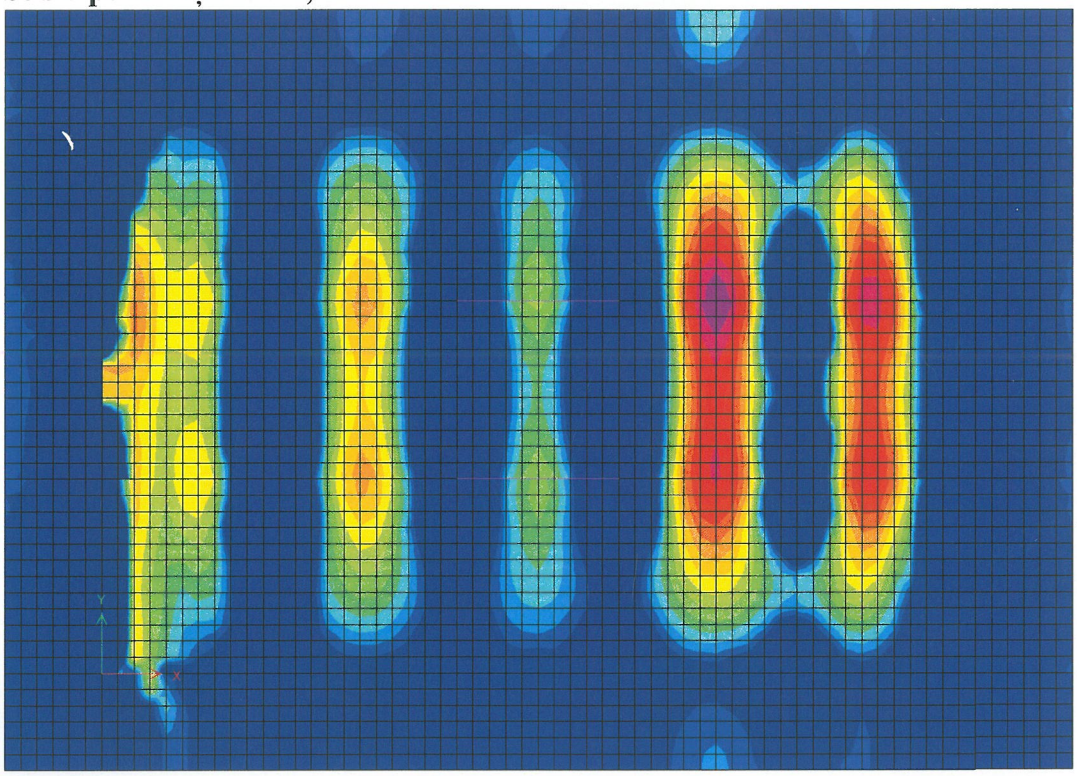


Fig. 6.42 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = -250 kNm

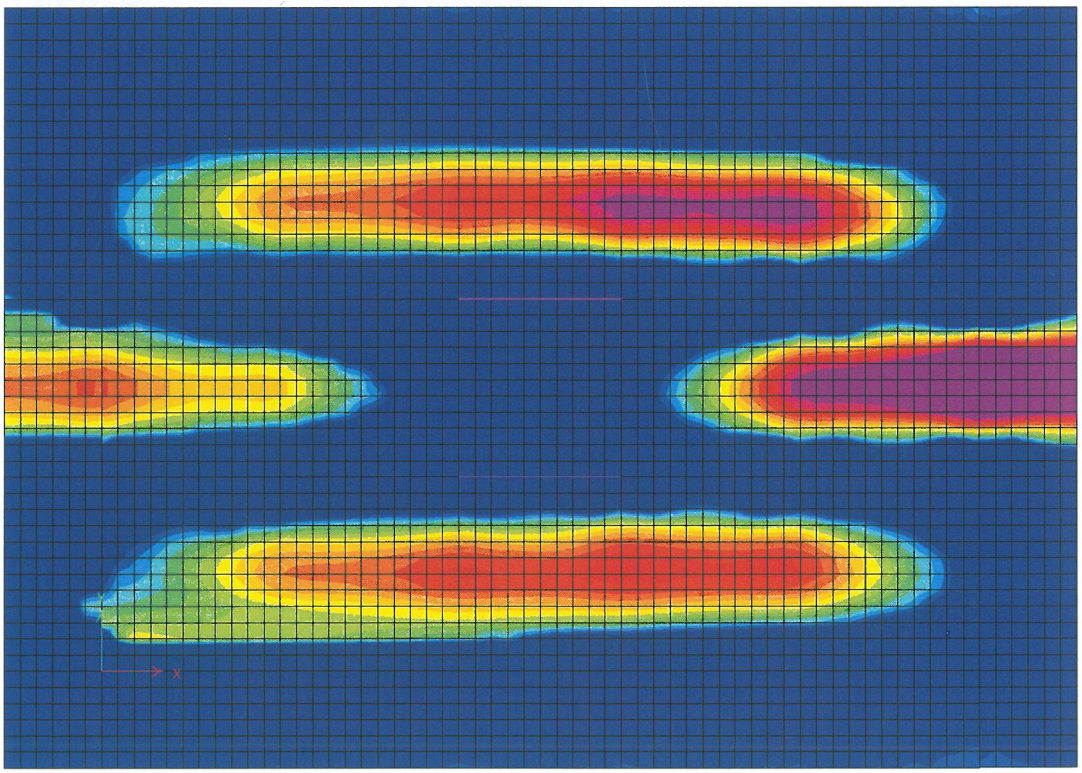


Fig. 6.43 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = -360 kNm

VI. Momente încovoietoare maxime la partea <u>inferioară</u> [GS] – analiza neliniară

- **Seism pe direcția X**

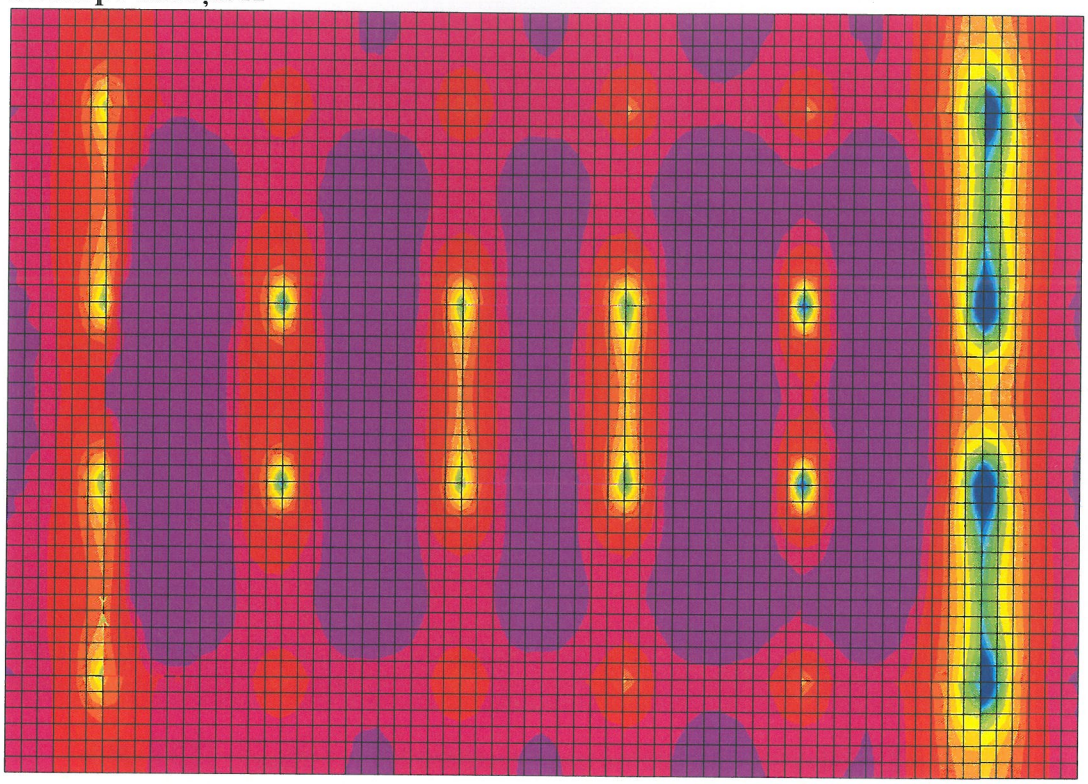


Fig. 6.44 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1200 kNm

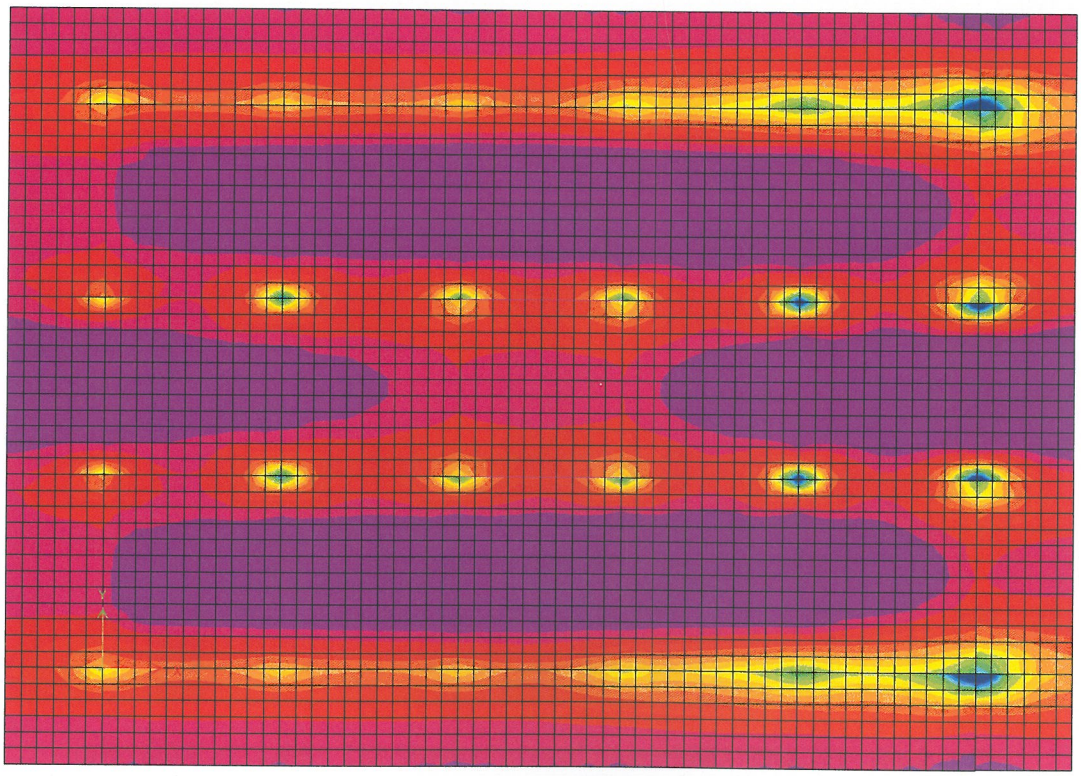


Fig. 6.45 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1100 kN

- **Seism pe direcția Y**

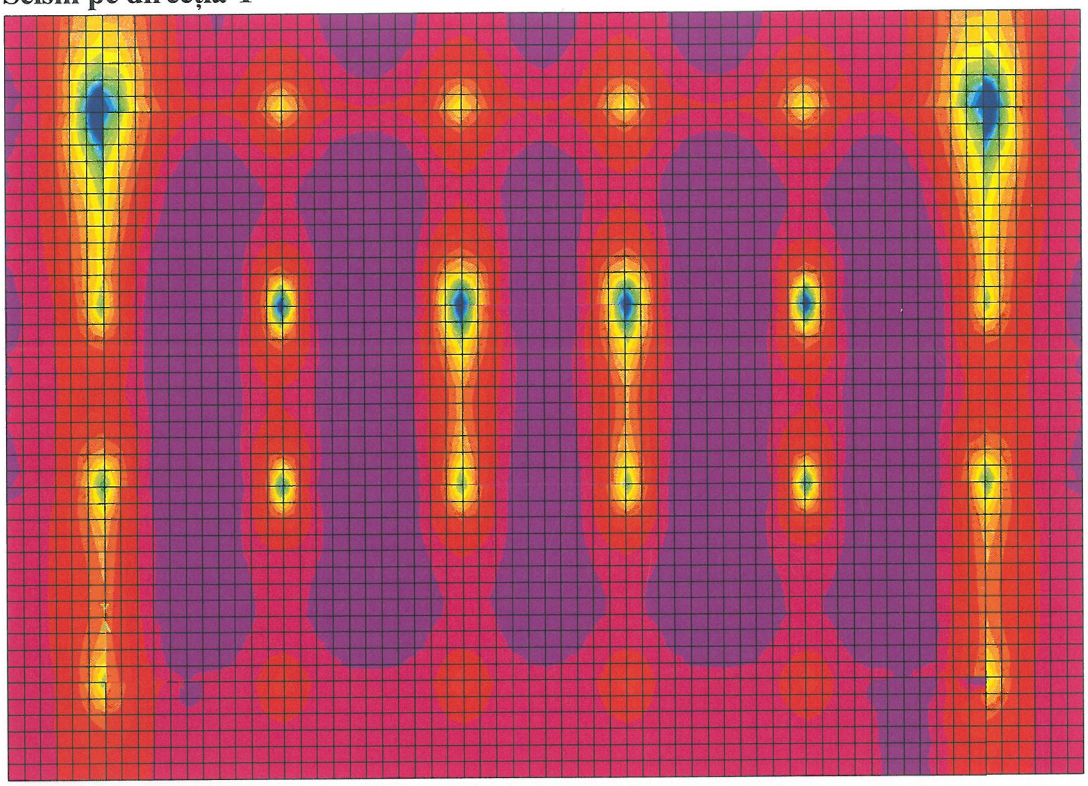


Fig. 6.46 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1200 kNm

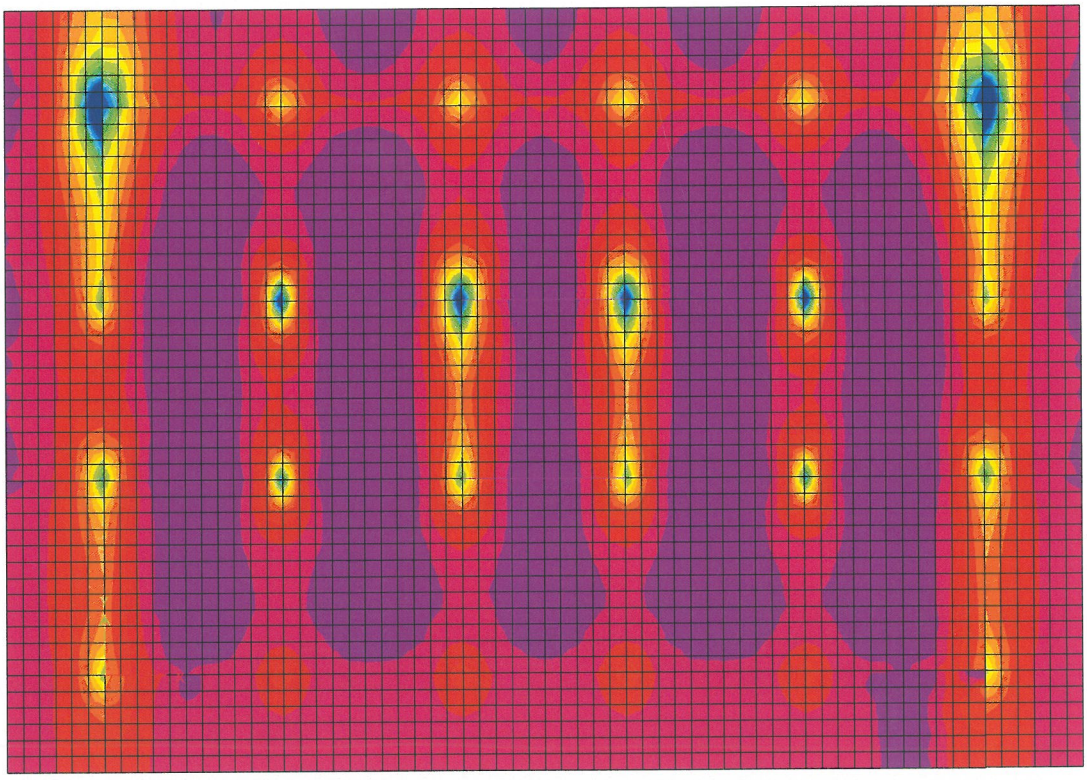


Fig. 6.47 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1400 kNm

- **Seism pe direcția X + 0,3Y**

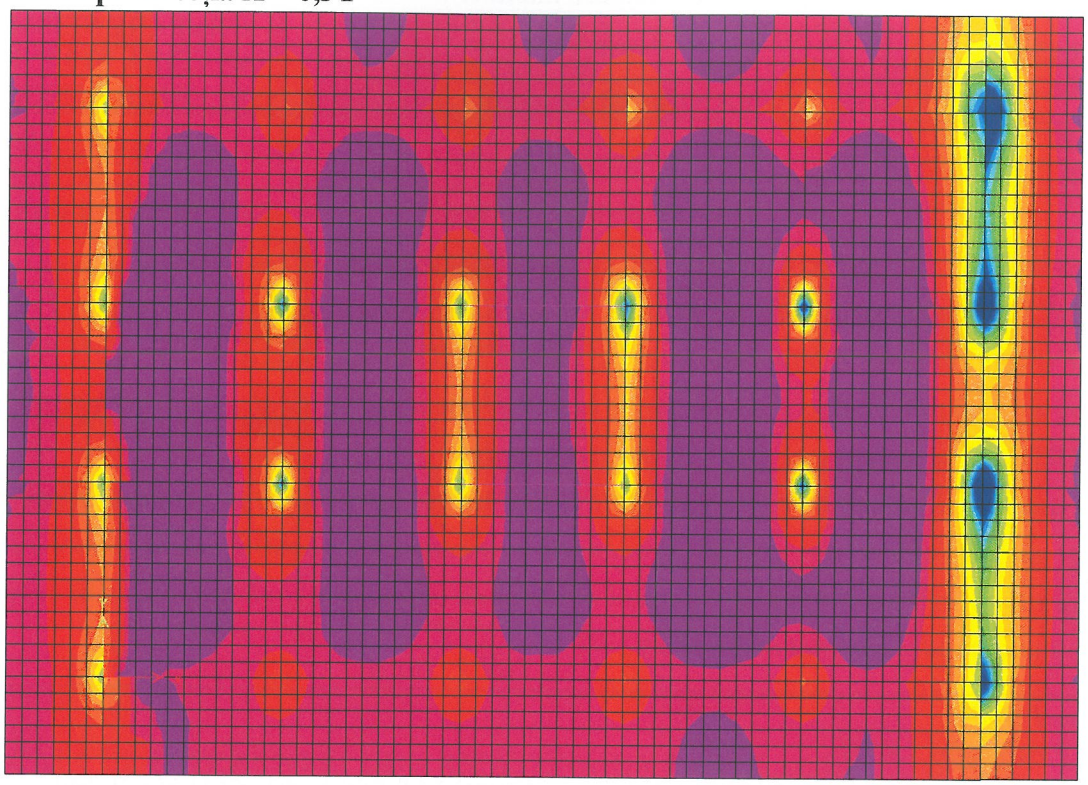


Fig. 6.48 – ETABS - Momente încovoietoare M11 – M_{max} = 1900 kNm

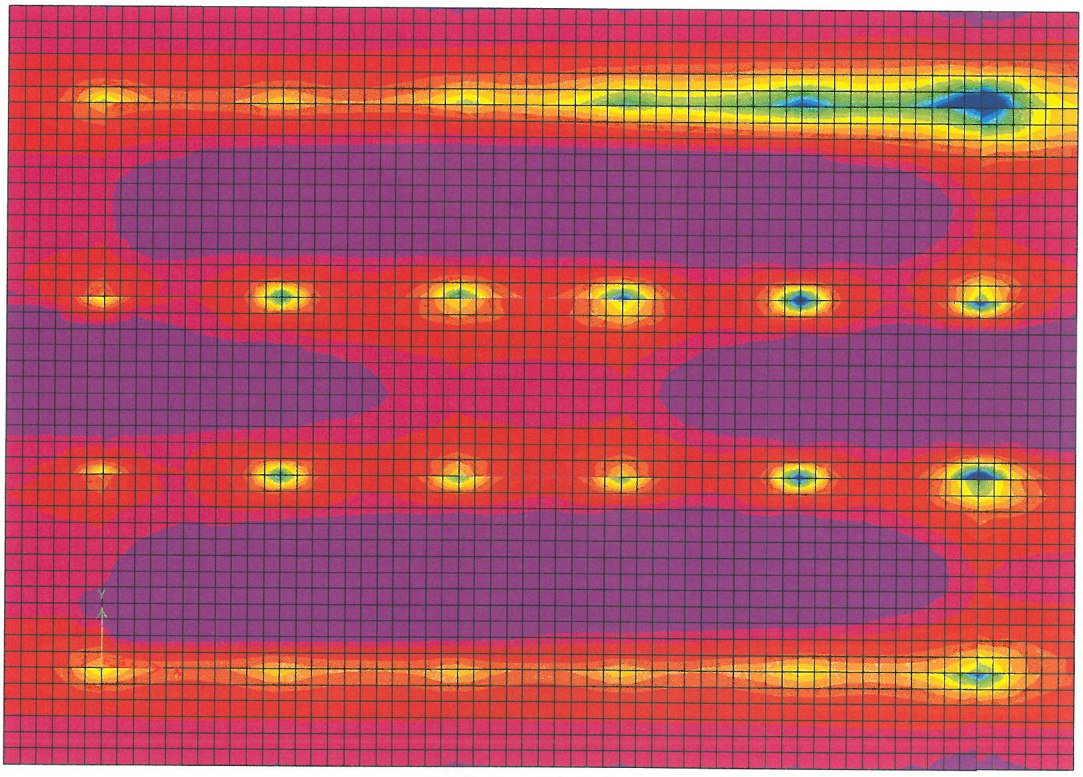


Fig. 6.49 – ETABS - Momente încovoietoare M22 – M_{max} = 1850 kNm

Tab. 6.5 – Centralizator momente încovoietoare maxime în radier

PROGRAM UTILIZAT	GRUPARE FUNDAMENTALĂ		GRUPARE SEISMICĂ ANALIZĂ LINIARĂ		GRUPARE SEISMICĂ ANALIZĂ NELINIARĂ	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
ETABS	-300	1400	-350	1750	-360	1800
SAFE	-350	1150	**-415**	**1450**	-	-

În *tabelul 6.5* sunt prezentate rezultate extrase din programele *ETABS* şi *SAFE*.

Din ETABS s-au extras valorile maxime, iar din SAFE valorile la faţa elementelor. Programul SAFE are avantajul ca prin importul din programul ETABS acesta afişează elementele verticale şi este foarte uşor să putem identifica eforturile la faţa elementului vertical. Acest lucru se poate face şi în ETABS dacă se definesc stripuri la faţa elementului.

Un avantaj al utilizării programului SAFE este dat de faptul că se pot importa planşeele din ETABS şi un alt inginer din cadrul biroului de proiectare le poate proiecta, poate realiza o discretizare mai fină, iar timpul de rulare al modelul de calcul este mult mai redus în comparaţie cu rularea unui model complet în ETABS.

Conform P 100-1

Paragraful 5.8.(4)

Plăcile de fundaţiei (radierele) vor avea grosimea minimă de 40 cm şi vor fi armate cu cel puţin câte o plasă de armături de oţel la partea de sus şi la partea de jos. Coeficientul minim de armare pentru fiecare dintre aceaste două plase este 0,002.

Conform NP 112-2014

Paragraful II.8.2(4)

a) *Armăturile longitudinale.* Pentru preluarea momentelor încovoietoare pozitive şi negative radierele se armează cu reţele orizontale de armătură, dispuse pe feţele plăcii. De asemenea, poate fi necesară şi o armare pe zona mediană a plăcii pentru preluarea solicitărilor din contracţii, în special atunci când radierul are grosimea mai mare sau egală cu 600 mm. Armătura intermediară pentru contracţii se dispune, astfel, încât distanţa maximă între plasele de armătură să nu depăşească 500 mm, şi se determină prin calcul.

Paragraful II.8.3(4)

Coeficienţii minimi de armare pentru placa radierului sunt 0,002 pentru fiecare faţa şi direcţie şi 0,00075 pentru armătura indermediară. Distanţa între axele barelor se va lua între 150 mm şi 400 mm. Diametrul minim este 14 mm pentru barele reţelelor de pe cele două feţe şi minim 12 mm pentru barele intermediare.

I. CALCUL MOMENTULUI CAPABIL DAT DE PROCENTUL MINIM DE ARMARE

➢ ***Calculul ariei minime de armătură necesară pe fiecare faţă***

$$A_{s,min} = max(A_{s,min1}; A_{s,min2}; A_{s,min3}) =$$

$$= max(1211{,}39; 1183; 1820) = \mathbf{1820\ mm^2}$$

$$A_{s,min1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}56}{500} \cdot 1000 \cdot 910 = 1211{,}39\ mm^2$$

$$A_{s,min2} = 0{,}0013 \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}0013 \cdot 1000 \cdot 910 = 1183\ mm^2$$

$$A_{s,min3} = 0{,}002 \cdot b_f \cdot d_s = 0{,}002 \cdot 1000 \cdot 910 =$$

$$= 1820\ mm^2\ [P100 - 1\ si\ NP\ 112 - 2014)]$$

➢ ***Calculul ariei efective de armătură***

$\rightarrow$ **se aleg $\emptyset$20/15 cm cu $A_{s1,ef} = 2094\ mm^2$**

➢ ***Verificarea respectării condiţiei de armare minimă***

$A_{s1,ef} \geq A_{s,min}$

$2094\ mm^2 \geq 1820\ mm^2 \rightarrow$ conditie indeplinita

➢ ***Calculul procentului efectiv de armare***

$$\rho_{ef} = \frac{A_{s1,ef}}{b_f \cdot d_s} = \frac{2094}{1000 \cdot 910} \cdot 100 = 0{,}230\%$$

➢ ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rd,p\,min} = A_{s1,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 2094 \cdot 435 \cdot \left(910 - \frac{54{,}64}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{803{,}11\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s1,ef} \cdot f_{yd}}{b_f \cdot f_{cd}} = \frac{2094 \cdot 435}{1000 \cdot 16{,}67} = 54{,}64\ mm$$

II. CALCUL DIFERENŢEI DE ARMĂTURĂ LA PARTEA SUPERIOARĂ

➢ ***Calculul diferenţei de moment moment încovoietor***

$$M_{Ed} = M_{Rd,p\,min} - M_{Ed,sup} = 803{,}11 - 415 = \mathbf{388{,}11\ kNm}$$

Momentul capabil al secţiunii rezultat cu armarea din procent minim propusă este mai mare decât momentul încovoietor de calcul.

Radierul se va arma la partea superioară pe toată suprafaţa cu armarea rezultată din procentul minim de armare, şi anume cu Ø20/15 pe ambele direcţii.

III. CALCUL DIFERENŢEI DE ARMĂTURĂ LA PARTEA INFERIOARĂ

➢ ***Calculul diferenţei de moment încovoietor***

$$M_{Ed} = M_{Rd,p\,min} - M_{Ed,inf} = 803{,}11 - 1450 = \mathbf{-646{,}89\ kNm}$$

Momentul capabil al secţiunii rezultat cu armarea din procent minim propusă este mai mic decât momentul încovoietor de calcul. Se impune suplimentarea armării pe rândul 2, sau dispunerea unei armături între armătura propusă iniţial.

➢ ***Calculul valorii relative a momentelor încovoietoare***

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_f \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}} = \frac{646{,}89 \cdot 10^6}{1000 \cdot 910^2 \cdot 16{,}67} = 0{,}047$$

➢ ***Calculul coeficientului mecanic de armare***

$$\omega_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}047} = 0{,}048$$

➢ ***Calculul înălţimii zonei comprimate***

$$x = d_s \cdot \omega_s = 910 \cdot 0{,}048 \leq x_{min} \rightarrow \mathbf{43{,}68\ mm < 158{,}4\ mm}$$

$$\left.\begin{array}{l} x = d_s \cdot \omega_s = 910 \cdot 0{,}048 = 43{,}68\ mm \\ x_{min} = 2{,}64 \cdot a_i = 2{,}64 \cdot 60 = 158{,}4\ mm \\ x_{lim} = 0{,}617 \cdot d_s = 0{,}617 \cdot 910 = 561{,}47\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \boldsymbol{x < x_{min} < x_{lim}}$$

$\rightarrow$ ***nu se tine cont de armatura comprimata***

- ***Calculul ariei necesare de armătură***

$$A_{s1,nec} = x \cdot b_f \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 43{,}68 \cdot 1000 \cdot \frac{16{,}67}{435} = \mathbf{1673{,}89\ mm^2}$$

- ***Calculul ariei efective de armătură***

$\rightarrow$ ***se aleg Ø18/15 cm cu*** $\boldsymbol{A_{s1,ef} = 1697\ mm^2}$

- ***Calculul momentului capabil***

$$M_{Rd,sus} = A_{s1,ef} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_s - \frac{x_r}{2}\right) = 1697 \cdot 435 \cdot \left(910 - \frac{44{,}28}{2}\right) \cdot 10^{-6} = \mathbf{655{,}41\ kNm}$$

$$x_r = \frac{A_{s1,ef} \cdot f_{yd}}{b_f \cdot f_{cd}} = \frac{1697 \cdot 435}{1000 \cdot 16{,}67} = 44{,}28\ mm$$

- ***Calculul suprarezistenței secțiunii***

$$\Omega = \frac{M_{Rd,p\,min} + M_{Rd,sus}}{M_{Ed,r.}} = \frac{803{,}11 + 655{,}41}{1450} = \mathbf{1{,}005}$$

Radierul se va arma la partea inferioară pe rândul 1 cu Ø20/15 pe ambele direcții. În zonele în care efortul este depășit se va suplimenta armarea prin dispunerea unei armături pe rândul 2. Pentru zona cu efortul maxim aria de armătură suplimentara este Ø18/15, însă în restul zonelor unde efortul are valori mai reduse se va dispune o armare redusă. Armarea intermediară se va realiza cu Ø12/15 pe ambele direcții.

6.6.1.b Dimensionarea la moment încovoietor utilizând programul ETABS

Alternativ, verificarea radierului se poate face automat în programele *ETABS* sau *SAFE*. Se impune o aria de armatură, iar programul indică diferența de armătură. În cazul de față s-a impus armarea minimă din procent minim Ø20/15, iar programul a afișat zonele în care armarea minimă nu este suficientă. Se observă că la partea superioară armarea este suficientă, fiind doar cateva vârfuri care pot fi ignorate (zonele fiind în interiorul elementelor verticale), iar la partea inferioară find necesară o arie de armatură suplimentară, însă și aici trebuie suplimentat cu diferența rezultată la fața elementelor verticale.

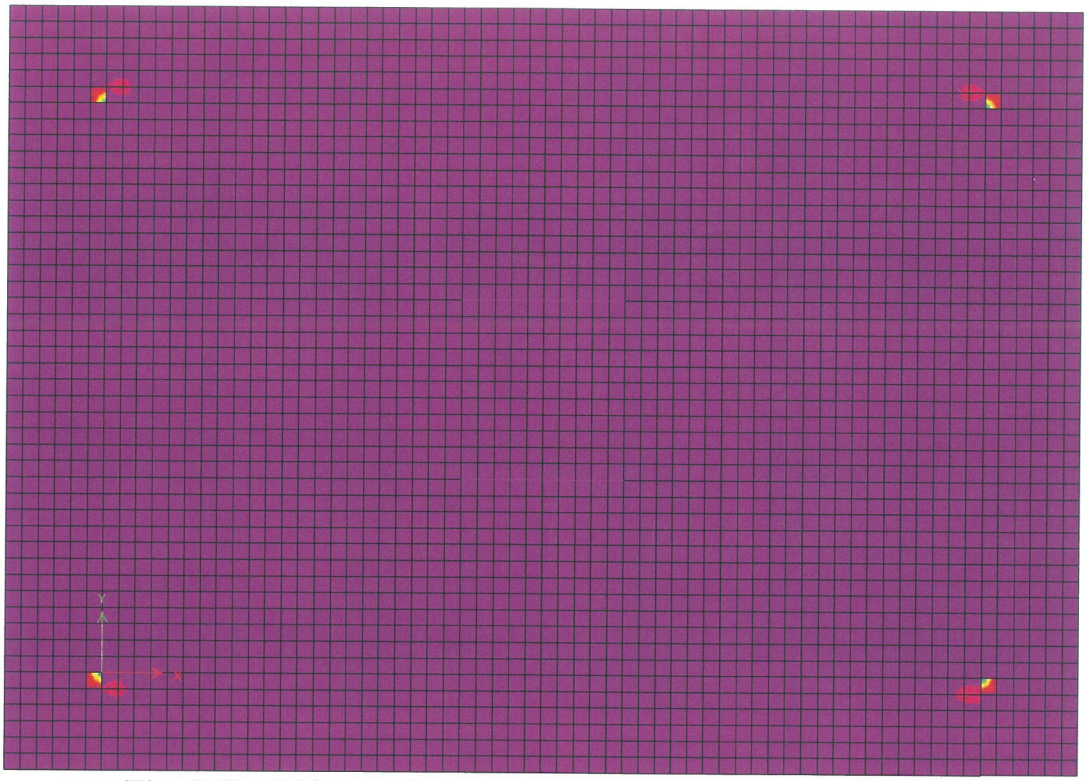


Fig. 6.50 – Diferenţa de armătură la partea superioară – direcţia 1

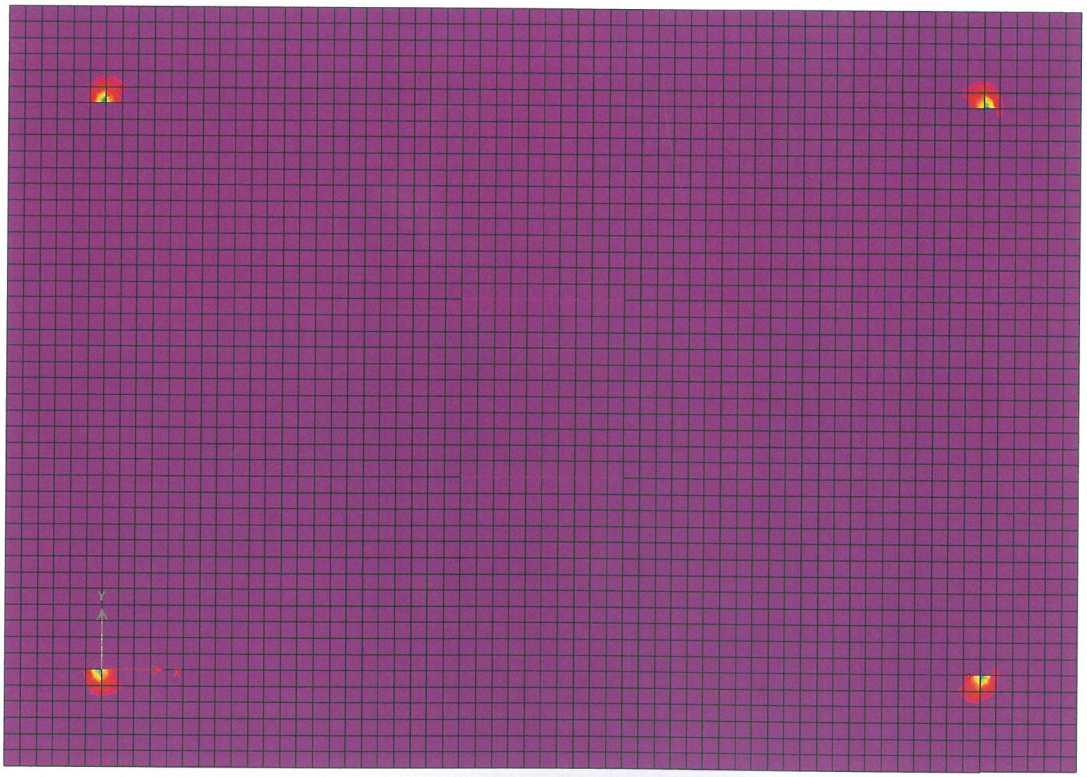


Fig. 6.51 – Diferenţa de armătură la partea superioară – direcţia 2

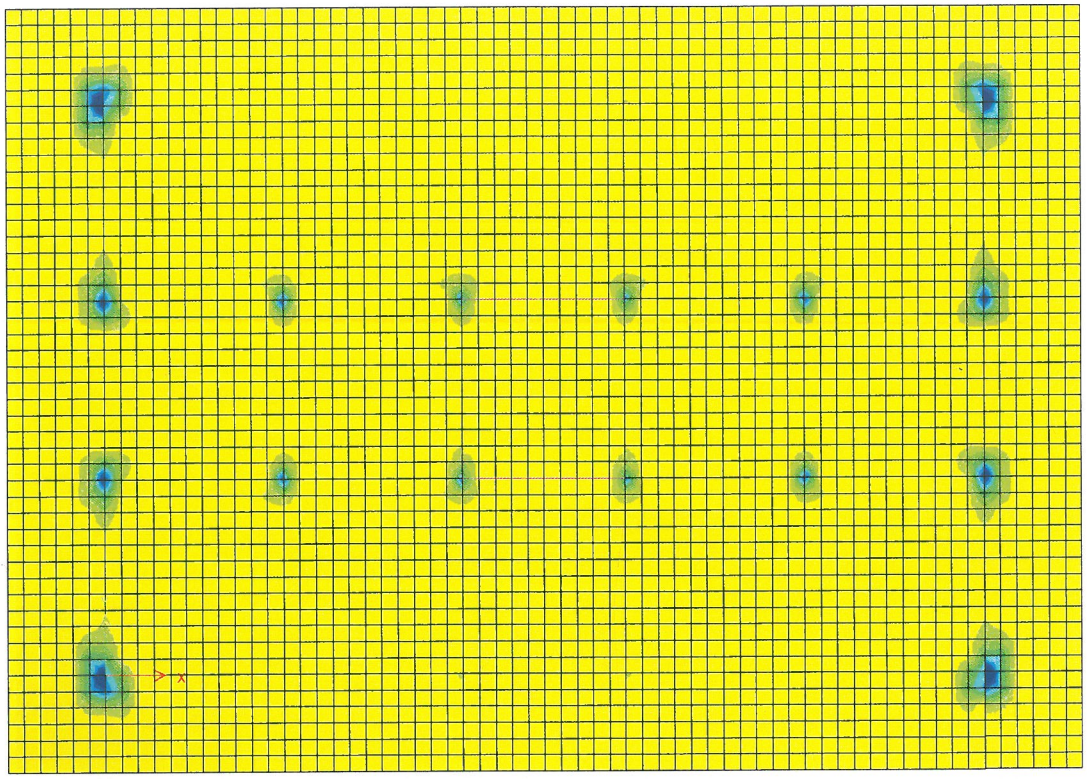


Fig. 6.52 – Diferenţa de armatură la partea inferioară – direcţia 1

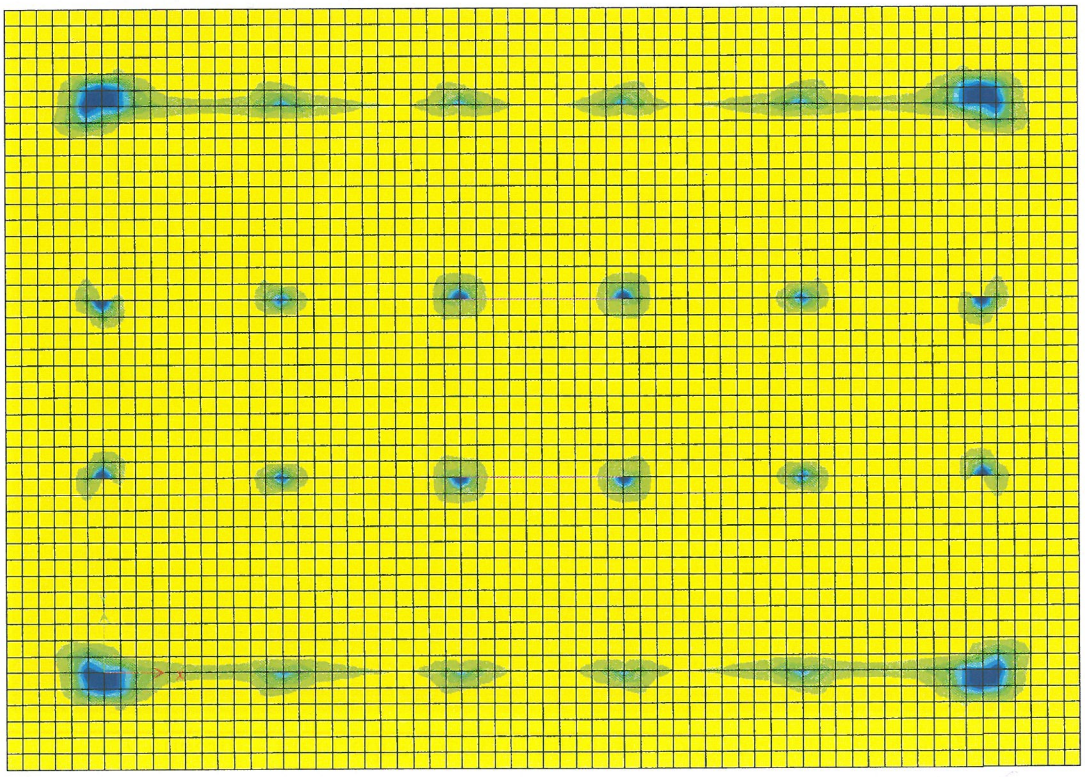


Fig. 6.53 – Diferenţa de armătură la partea inferioară – direcţia 2

6.6.1.c Dimensionarea la forţă tăietoare

Dimensionarea la forţă tăietoare în dreptul pereţilor s-a realizat în programul *SAFE*. Pentru a putea dimensiona este necesar să se creeze secţiuni pe o direcţie şi pe alta, denumite *strip*. Programul va calcula eforturile şi necesarul de armătură în secţiunile create.

Conform NP 112-2014
Paragraful II.8.2(4)

b) *Armăturile transversale.* Se prevăd armături pentru forţă tăietoare **sau** pentru străpungere în condiţiile în care nu se respectă relaţia din *SR EN 1992-1-1*, şi anume:

- pentru calculul la forţă tăietoare:

$$v_{Fd} \leq v_{Rd,c}$$

în care lăţimea elementului se va lua egală cu un metru (1,0 m),

- pentru calculul la străpungere:

$$v_{Fd} = \beta \cdot \frac{N_{Fd}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c}$$

unde,

N_{Fd} – *este forţa axială de străpungere în situaţia de încărcare considerată la proiectare;*

u_i – *este perimetrul conturului de calcul considerat;*

β – *coeficient ce ţine seama de influenţa momentului încovoietor;*

d – *înălţimea utilă medie a dalei;*

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

d_x *si* d_y – *înălţimea utilă în direcţia x, respectiv y ale secţiunii de calcul.*

$v_{Rd,c}$ – *este rezistenţa betonului simplu la forţă tăietoare.*

Din valorile forţei axiale de străpungere se poate scădea rezltantă presiunilor pe teren de pe aria mărginită de contorului u_i.

Dacă sunt necesare armături se vor aplica prevederile II.6.1.1(1) pct.d) din NP 112-2014.

Armăturile transversale pot fi armături înclinate, minim trei bare Ø14 pe fiecare direcţie, sau armături verticale. Acestea se dispun *conform pct. 9.4.3. din SR EN 1992-1-1.*

În *figura 6.54* se observă *stripurile* realizate prin care programul va calcula forţa tăietoare din radier.

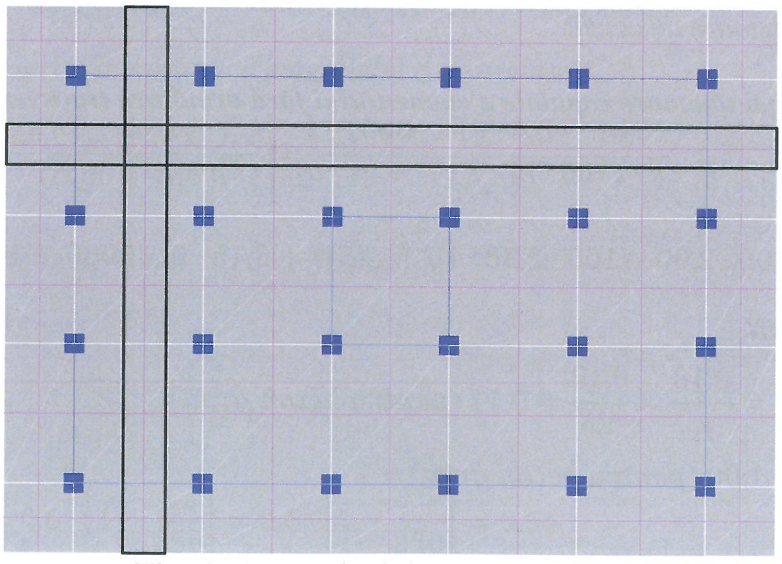


Fig. 6.54 – Secţiuni *(stripuri)* prin radier

În *figura 6.55* este prezentată înfăşurătoarea forţei tăietoare din radier din gruparea fundamentală şi seismică. Valoarea maximă a forţei tăietoare rezultată din combinaţiile cu analiza liniară şi neliniară rezultată este $V_{Ed,\,max} = 600$ kN.

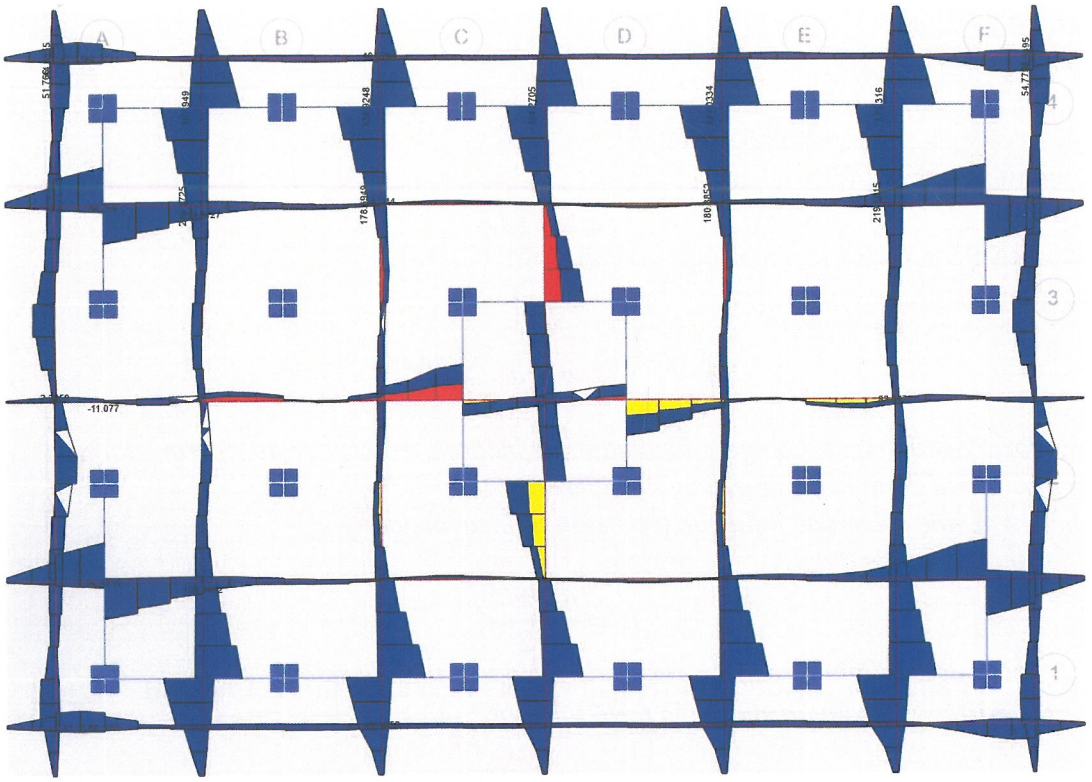


Fig. 6.55 – Diagrama de forţă tăietoare în radier – $V_{Ed,\,max} = 600$ kN

I. Calculul elementului fără armătură transversală specifică

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \mathbf{600 \leq 391,26} \rightarrow \boldsymbol{conditie\ neindeplinita}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{elementul\ necesita\ armatura\ transversala}$$

unde,

$V_{Rd,c}$	*forţa tăietoare capabilă fără armătură transversală specifică;*
V_{Ed}	*forţa tăietoare de calcul.*

➢ ***Calculul forţei tăietoare capabile a elementului fără armătură transversală specifică***

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{Rd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_f \cdot d_s$$

$$= \left\{\left[0,12 \cdot 1,00 \cdot 2,00 \cdot (100 \cdot 2,30 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0\right] \cdot 1000 \cdot 910\right\} \cdot 10^{-3} =$$

$$= \mathbf{391,26\ kN}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\eta_1 = 1,00\ (pentru\ beton\ greu)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{910}} \leq 2{,}00 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{910}} \leq 2{,}00 \rightarrow 1{,}46 \leq 2{,}00 \rightarrow k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_f \cdot d} = \frac{2094}{1000 \cdot 910} = 2{,}30 \cdot 10^{-3} \leq 0{,}02$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,c2} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_f \cdot d$$

$$= [(0{,}495 + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1000 \cdot 910] \cdot 10^{-3} = \mathbf{450{,}45\ kN}$$

$$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0{,}035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0{,}495 \ (pentru\ beton\ greu)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow \ (se\ considera\ valoarea\ egala\ cu\ 0)$$

$$0 < 0{,}2 \cdot f_{cd} \rightarrow 0 < 0{,}2 \cdot 16{,}67 \rightarrow 0 < 3{,}334$$

$$V_{Rd,c} = min(V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}) = \min(391{,}26; 450{,}45) = \mathbf{391{,}26\ kN}$$

II. Calculul elementului cu armătură transversală specifică

Elementul se va verifica similar cu verificarea grinzilor din beton armat, considerând o fâşie cu laţimea de 1,00 m.

- ***Se verifica condiţia ca forţa tăietoare de calcul să fie mai mică ca forţa tăietoare capabilă a elementului***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd} \rightarrow \mathbf{600\ kN \leq 839\ kN \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

- ***Se verifică condiţia de dimensionare corectă a secţiunii de beton***

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \mathbf{600\ kN \leq 3686{,}23\ kN \rightarrow conditie\ indeplinita}$$

- ***Calculul forţei tăietoare capabile a elementului***

$$V_{Rd} = min(V_{Rd,max}; V_{Rd,s}) = \min(3686{,}23; 839) = \mathbf{839\ kN}$$

- ***Calculul capacităţii portante a diagonalei comprimate***

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(ctg\theta + tg\theta)} = \frac{1 \cdot 1000 \cdot 819 \cdot 0{,}54 \cdot 16{,}67}{1 + \frac{1}{1}} \cdot 10^{-3} = \mathbf{3686{,}23\ kN}$$

$$z = 0{,}9 \cdot d_s = 0{,}9 \cdot 910 = 819\ mm$$

$$ctg45 = 1$$

$$tg45 = \frac{1}{ctg45} = \frac{1}{1} = 1$$

$$v_1 = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{25}{250}\right] = 0{,}54$$

➢ ***Calculul ariei necesare de armătură transversală***

$$A_{sw,nec} = \frac{V_{Ed,max} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta} = \frac{600 \cdot 10^3 \cdot 400}{819 \cdot 435 \cdot 1} = \mathbf{673,65\ mm^2}$$

$$s = 400\ mm - valoare\ impusa$$

➢ ***Calculul ariei efective de armătură transversală***

$$A_{sw,ef} = \mathbf{942\ mm^2\ (3\ ramuri\ \emptyset 20\ /m)}$$

$$\mathbf{-sub\ forma\ de\ agrafe, etrieri\ sau\ caprite}$$

➢ ***Calculul ariei maxime de armătură transversală***

$$A_{sw,max} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{ywd}} =$$

$$= \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,54 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 400}{400} = \mathbf{4500,9\ mm^2}$$

$$s = 150\ mm - valoare\ impusa$$

➢ ***Calculul forţei tăietoare capabile a elementului armat***

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = \frac{942}{400} \cdot 819 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = \mathbf{839\ kN}$$

➢ ***Calculul tensiunii în armătura transversală***

$$\mathbf{Daca\ \sigma_{sw} < 0,8 \cdot f_{ywk}} \rightarrow se\ poate\ adopta\ v = \nu_1 = 0,6$$

$$\rightarrow 337\ \frac{N}{mm^2} \leq 0,8 \cdot 500 \frac{N}{mm^2} \rightarrow 337\ \frac{N}{mm^2} \leq 400 \frac{N}{mm^2} \rightarrow conditie\ indeplinita$$

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \frac{s}{A_{sw,ef} \cdot ctg\theta} =$$

$$= \frac{650 \cdot 10^3}{819} \cdot \frac{400}{942 \cdot 1} = 337\ \frac{N}{mm^2}$$

➢ ***Calculul suprarezistenţei***

$$\Omega = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed,max}} = \frac{839}{600} = 1,39$$

➢ ***Calculul eficienței***

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd}} = \frac{600}{839} = \mathbf{0,71 < 1\ se\ verifica}$$

6.6.1.d Dimensionarea la forţă tăietoare utilizând programul de calcul ETABS

În *figura 6.56* este prezentat necesarul de armătură transversală calculată automat de program, rezultând un necesar maxim de 2400 mm^2/m. Se observă că necesarul de armătură este mai mare în dreptul pereţilor din beton.

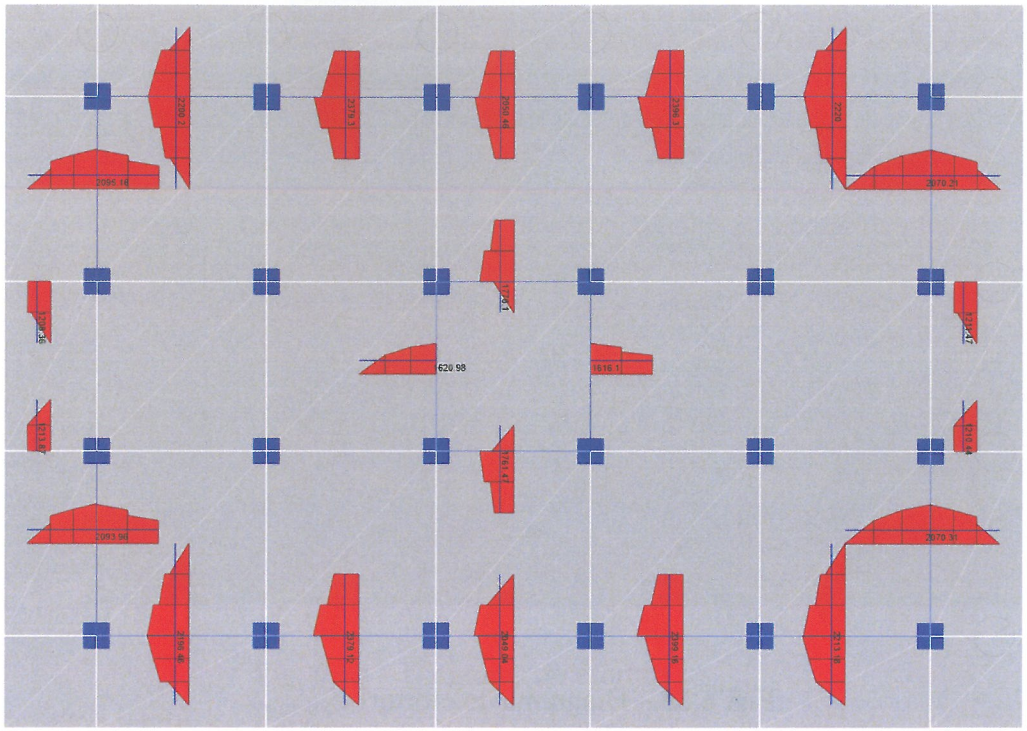


Fig. 6.56 – Necesar de armătură transversală pentru preluarea forţei tăietoare

6.6.1.e Dimensionarea la forţă tăietoare utilizând programul de calcul AXIS VM X6

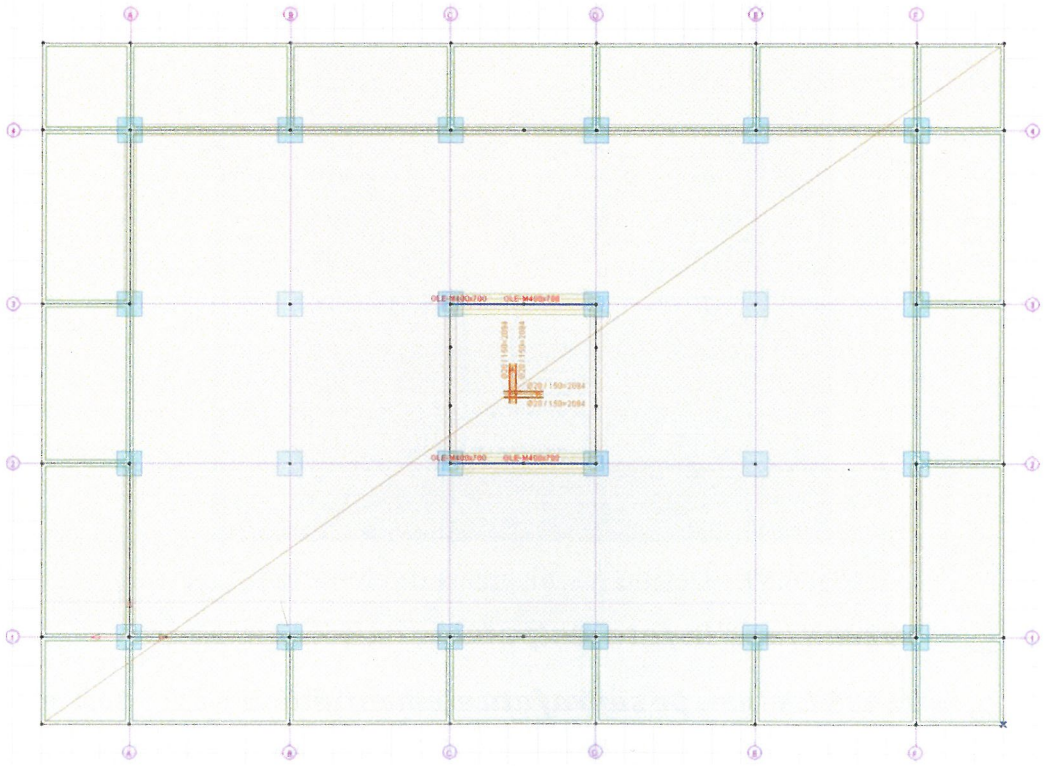


Fig. 6.57 – Element analizat - radier

a. **Valoarea forţei tăietoare în element**

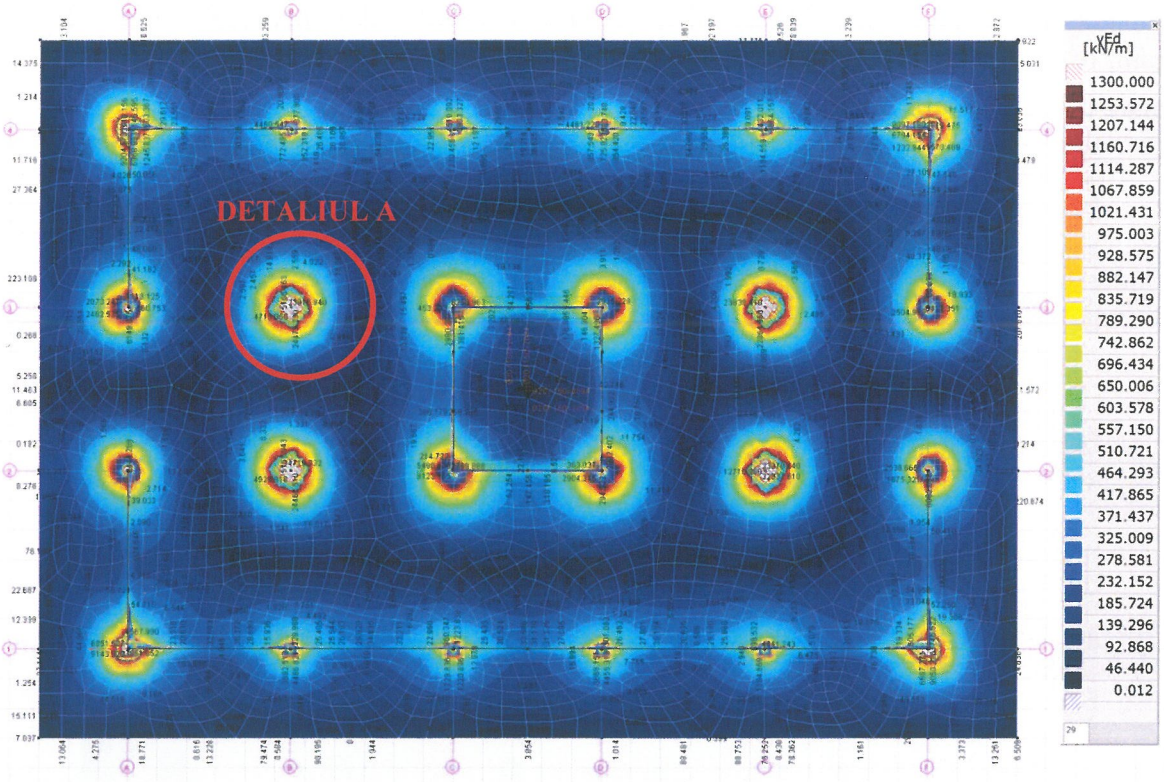


Fig. 6.58 – Diagrama de eforturi $v_{Ed,max}$

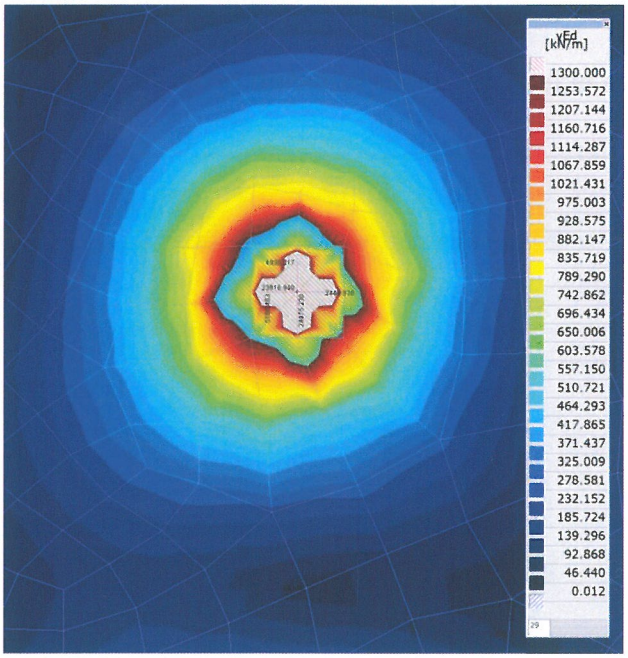


Fig. 6.59 – Detaliu A – diagrama de eforturi $v_{Ed,max}$

$v_{Ed,max} = \mathbf{1928kN/m - la\ fata\ stalpului}$

$v_{Ed,max} = \mathbf{24475\ kN/m - pe\ suprafata\ elementului}$

b. Valoarea maximă de calcul a forţei tăietoare maxime ce poate fi preluată de element, înainte de zdrobirea bielei comprimate

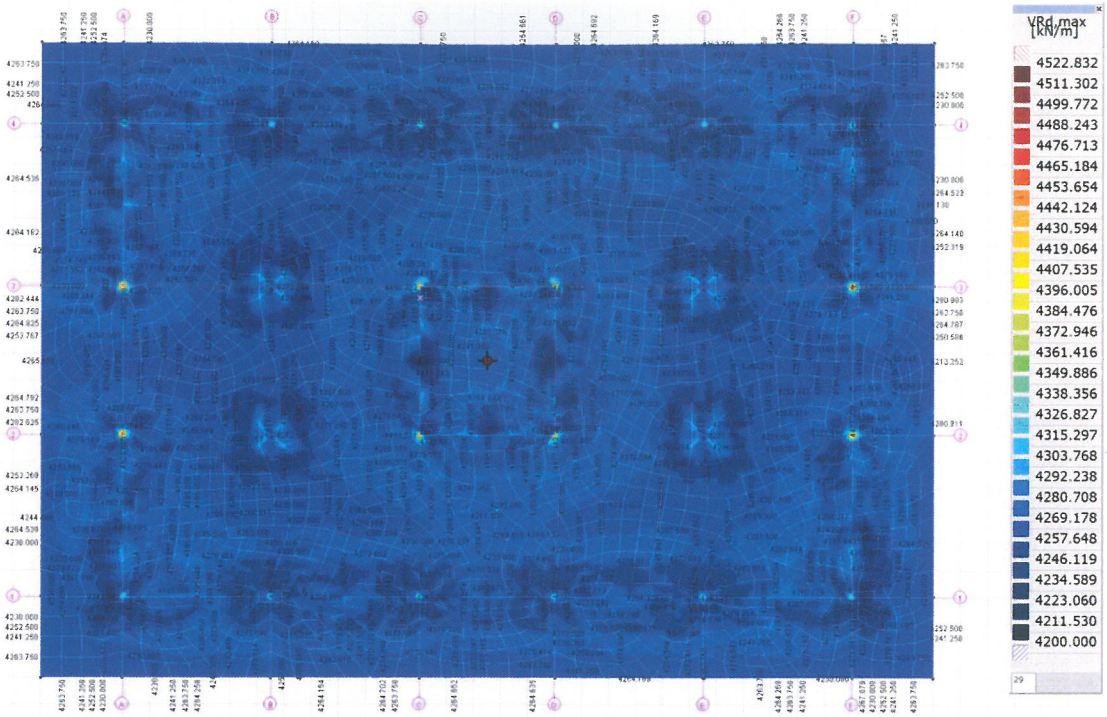


Fig. 6.60 – Diagrama de eforturi $v_{Rd,max}$

$$v_{Rd,max} = \mathbf{4520,68\ kN/m}$$

c. Valoarea forţei tăietoare capabile a elementului fără armături pentru forţă tăietoare

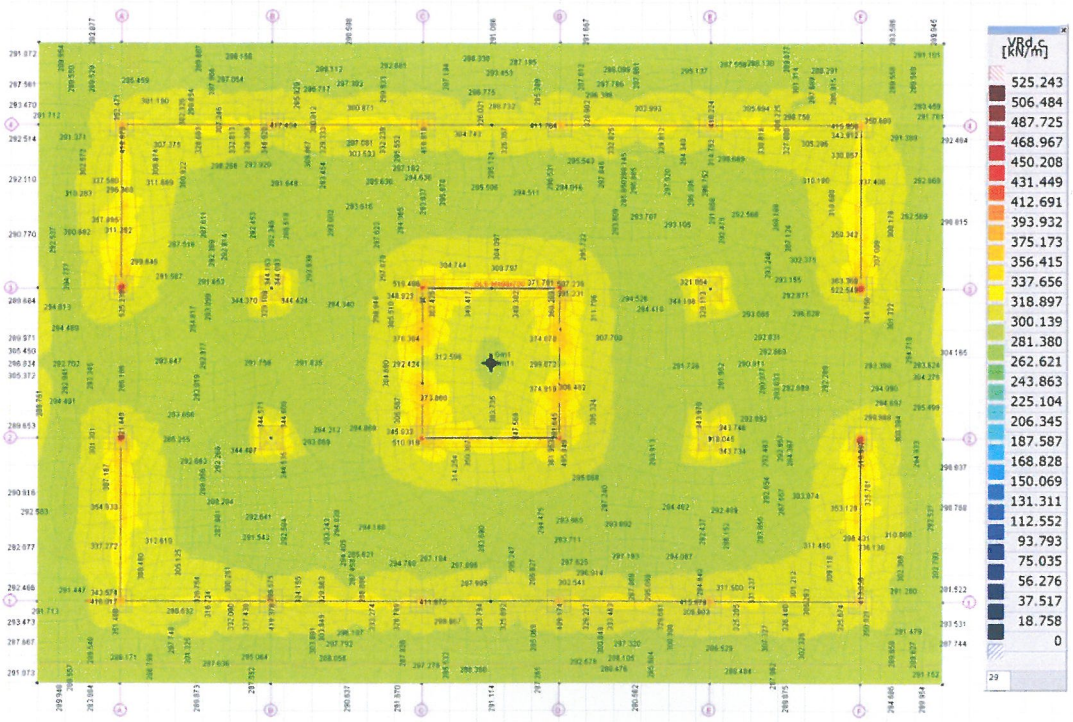


Fig. 6.61 – Diagrama de forţă tăietoare capabilă fără armături transversale $v_{Rd,c}$

$$v_{Rd,c} = \mathbf{522,238\ kN/m}$$

d. Diferența între forța tăietoare în element și forța tăietoare capabilă a elementului fără armături transversale

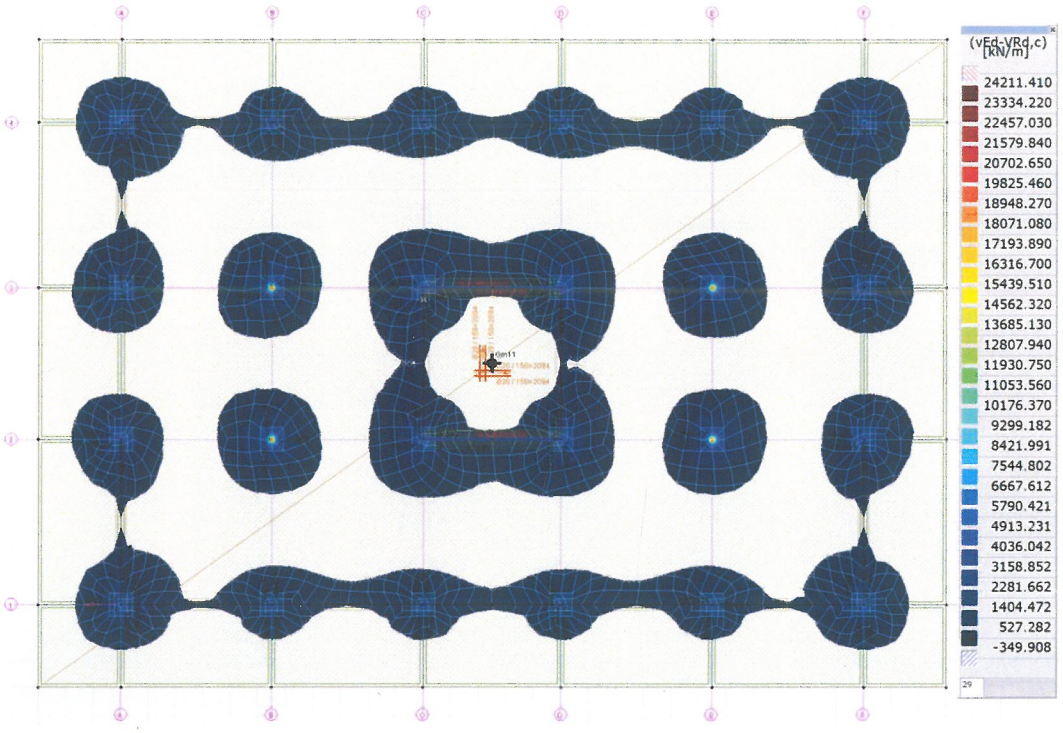


Fig. 6.62 – Zonele care necesită armatură transversală $v_{Ed} - v_{Rd,c}$

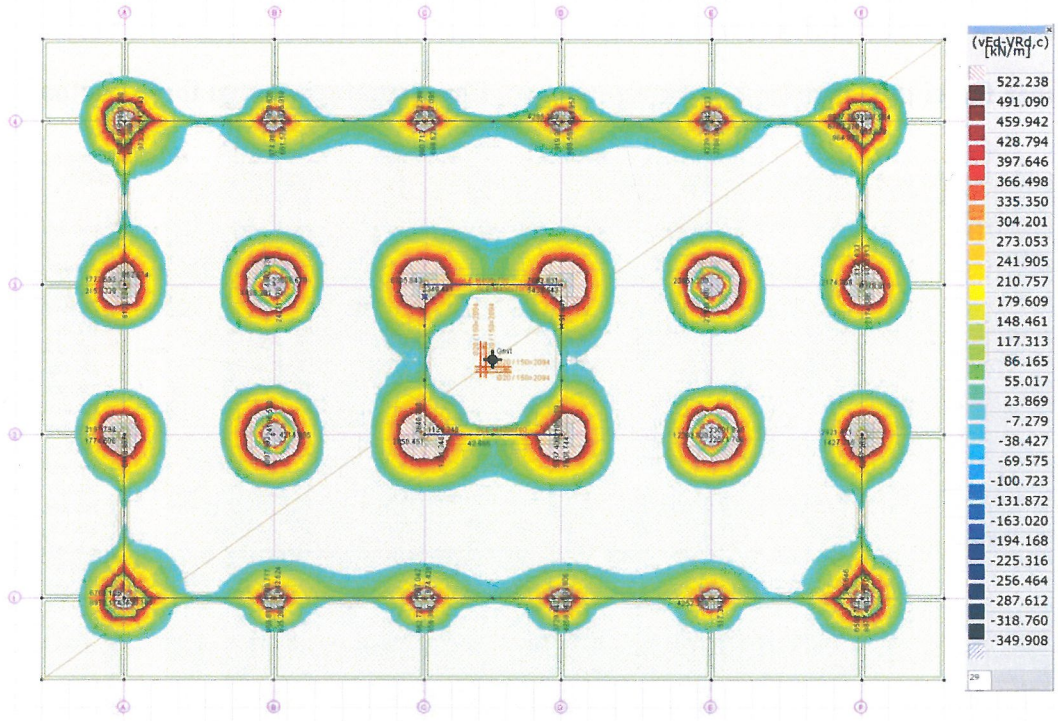


Fig. 6.63 – Zonele care necesită armatură transversală $v_{Ed} - v_{Rd,c}$

$v_{Rd,c} = 522\ kN/m$ ***(Valoare maxima impusa pe harta)***

e. **Raportul între $v_{Ed} - v_{Rd,max}$**

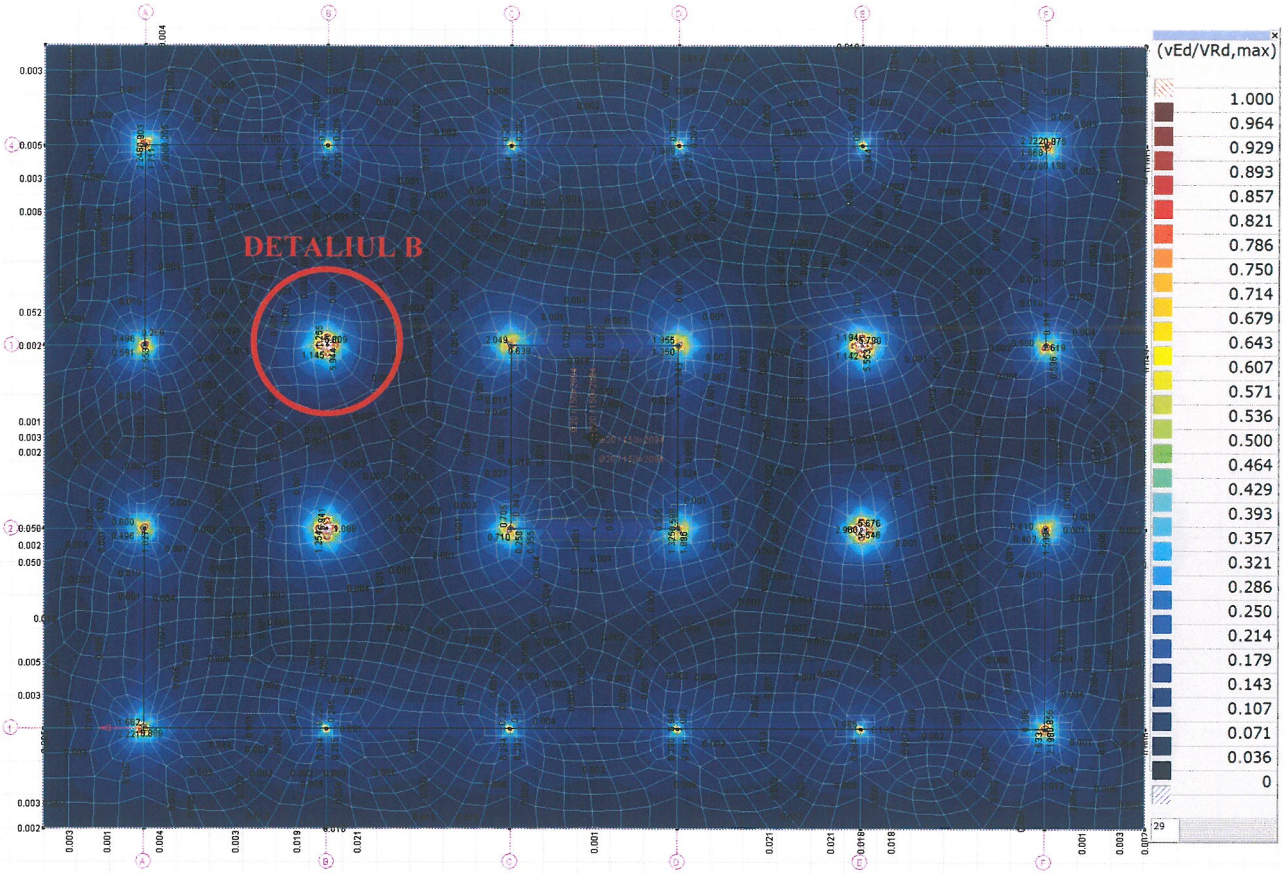


Fig. 6.64 – Raportul între $v_{Ed}/v_{Rd,max}$

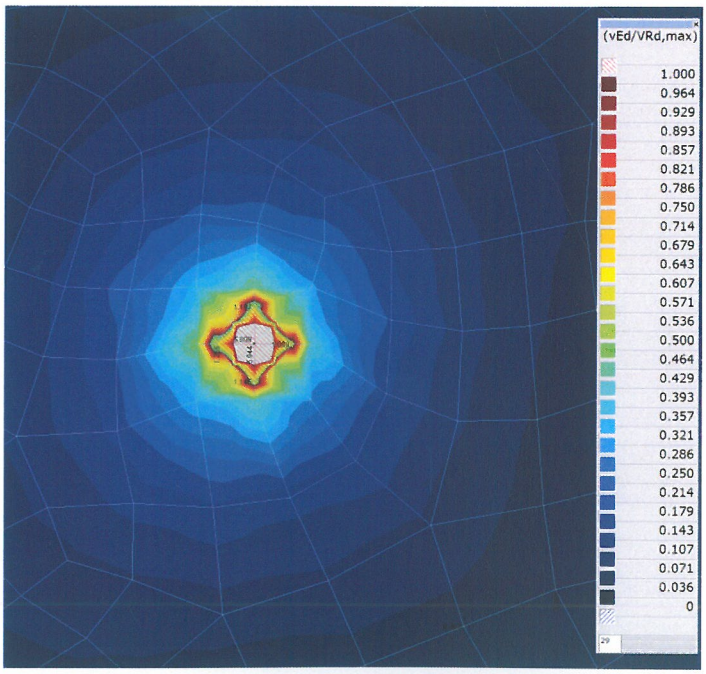


Fig. 6.65 – Detaliu B – raport $v_{Ed}/v_{Rd,max}$

f. Necesar de armătură pentru preluarea forţei tăietoare

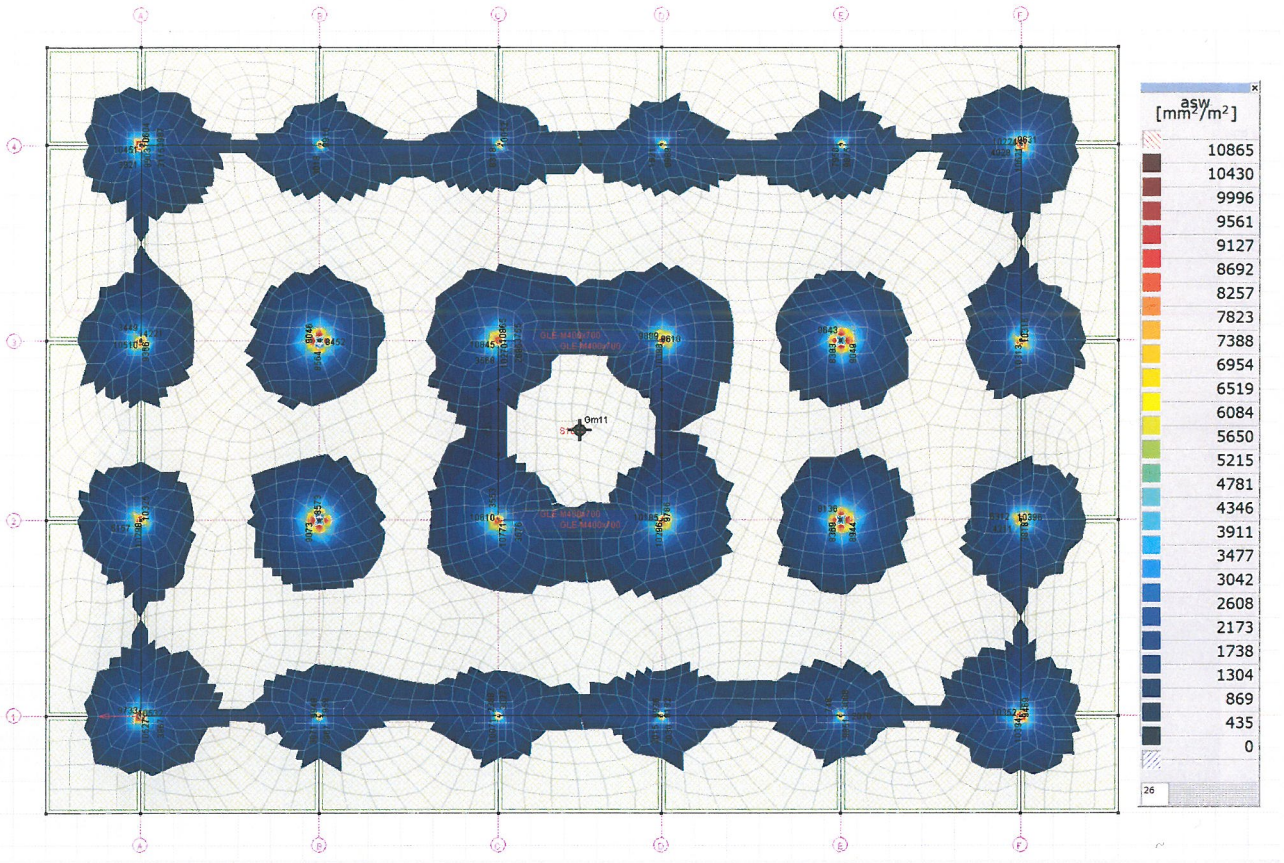


Fig. 6.66 – Necesar de armătură pentru preluarea forţei tăietoare

6.6.1.f Verificarea radierului la străpungere în jurul stâlpilor

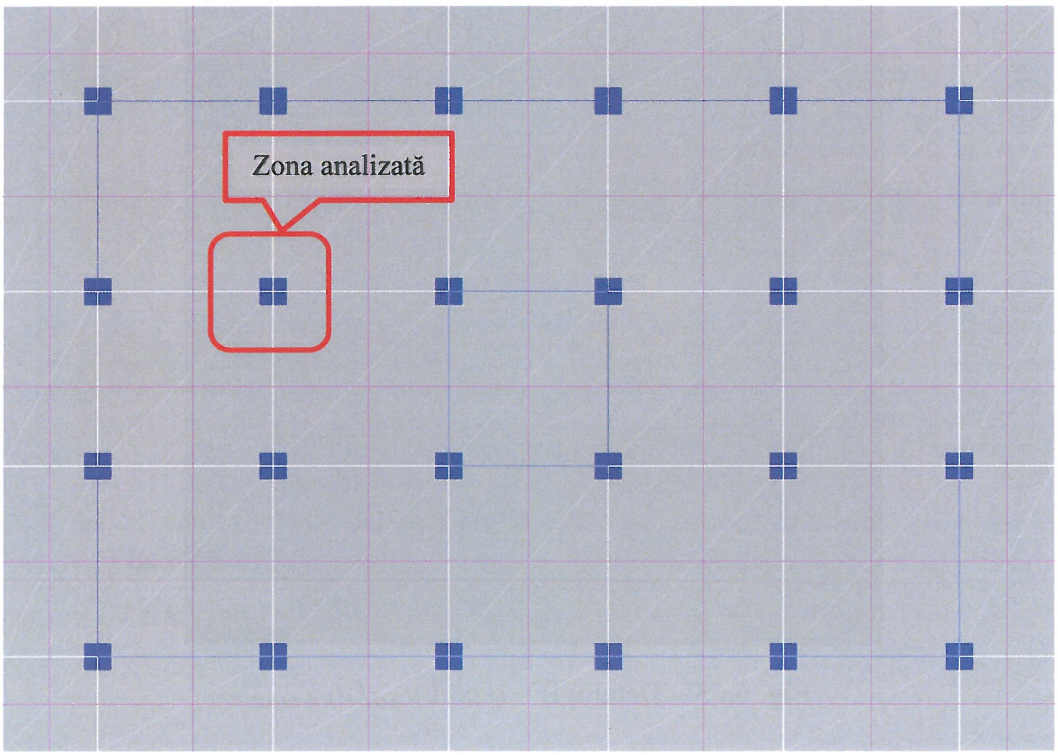


Fig. 6.67 – Zona verificată

I. Date de intrare și calculul caracteristicilor geometrice

a. Geometria radierului

- **Grosimea radierului**
  $h = 1000\ mm = 1{,}00\ m$

- **Armare radier în zona verificată**
  Direcția x: Ø20/15 sus și jos
  Direcția y: Ø20/15 sus și jos

- **Acoperirea cu beton**
  $a = 50\ mm$ (sus și jos)

- **Grosimea efectivă a planșeului**

$$d_x = h - a - \frac{\emptyset}{2} = 1000 - 50 - \frac{20}{2} = 940\ mm$$

$$d_y = h - a - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 1000 - 50 - 20 - \frac{20}{2} = 920\ mm$$

- **Grosimea medie efectivă a plăcii**

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{940 + 920}{2} = 930\ mm = 0{,}93\ m$$

b. Geometria stâlpului

- **Formă stâlp**
  Rectangular
- **Dimensiunile secțiunii transversale**
  850 mm x 850 mm

- **Amplasare**
  Interior

c. Materiale

Oțelul ales pentru structura propusă este: **BST 500C**

- *Rezistența de calcul a armăturilor longitudinale se obține cu relația:*

$$f_{yk} = 500\frac{N}{mm^2} \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\frac{N}{mm^2} \approx 435\frac{N}{mm^2}$$

- *Rezistența de calcul a armăturilor transversale se obține cu relația:*

$$f_{ywk} = 500\frac{N}{mm^2} \rightarrow pentru\ etrieri$$

$$f_{ywd} = 0{,}80 \cdot f_{ywk} = 0{,}80 \cdot 500 = 400\frac{N}{mm^2}$$

Betonul ales pentru structura propusă este: **C25/30**

- *Rezistența de calcul la compresiune se obține cu relația:*

$$f_{ck} = 25\frac{N}{mm^2} \rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{25}{1{,}5} = 16{,}67\frac{N}{mm^2}$$

d. Solicitari de calcul la baza stâlpului

- **Combinația fundamentală**

$V_{Ed}(N_{Ed}) = 5734{,}8\ kN$

$M_{Edy} = -294{,}67\ kNm$

$M_{Edz} = 120{,}88\ kNm$

e. Determinarea lungimii perimetrului suprafeței de încărcare

$$u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2) = 2 \cdot (0{,}85 + 0{,}85) = \mathbf{3{,}40\ m}$$

f. Calculul ariei petrimetrului suprafeței de încărcare

$$A_{u0} = c_1 \cdot c_2 = 0{,}85 \cdot 0{,}85 = \mathbf{0{,}7255\ m^2}$$

g. Determinarea distanței dintre perimetrul zonei de încărcare și perimetrul de control

$$a_1 = 2 \cdot d = 2 \cdot 0{,}93 = \mathbf{1{,}86\ m}$$

h. Calculul lungimii perimetrului de control

$$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4 \cdot d = 2 \cdot (0{,}85 + 0{,}85) + 3{,}14 \cdot 4 \cdot 0{,}93 = \mathbf{15{,}08\ m}$$

i. Calculul ariei perimetrului de control

$$A_{u1} = 2 \cdot (a_1 \cdot c_1) + 2 \cdot (a_1 \cdot c_2) + \pi \cdot 2 \cdot a_1 =$$

$$= 2 \cdot (1{,}86 \cdot 0{,}85) + 2 \cdot (1{,}86 \cdot 0{,}85) + 3{,}14 \cdot 2 \cdot 1{,}86 = \mathbf{18\ m^2}$$

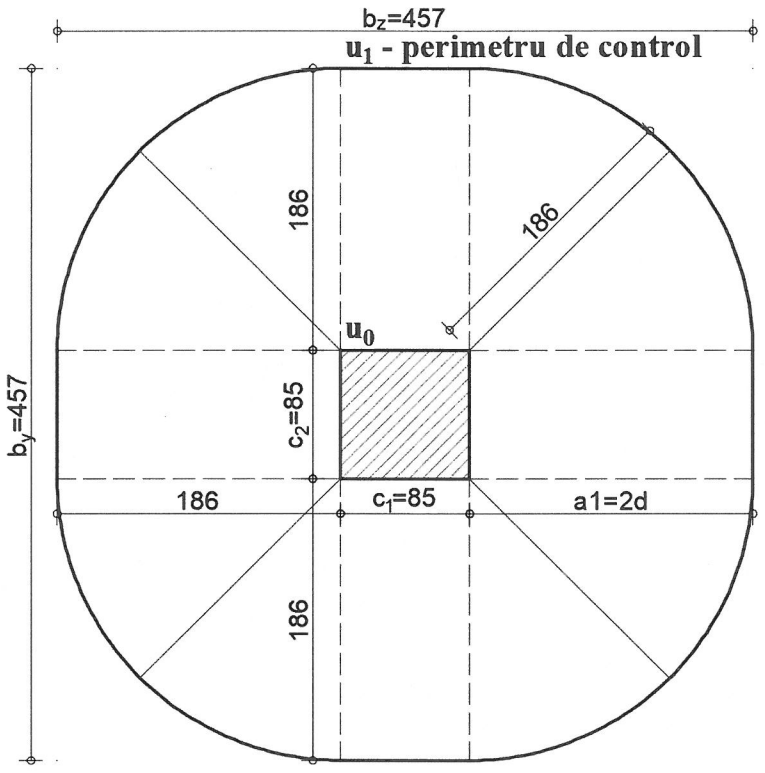


Fig. 6.68 – Caracteristici geometrice ale perimetrului de control u_1

j. Determinarea distanței maxime pe direcție radială

$$s_r = 0{,}75 \cdot d = 0{,}75 \cdot 930 = 697{,}5\ mm \rightarrow \boldsymbol{Se\ alege\ s_r = 409\ mm}$$

k. Determinarea distanței maxime pe direcție tangențială

$$s_t = 1{,}5 \cdot d = 1{,}5 \cdot 930 = 1395\ mm \rightarrow \boldsymbol{Se\ alege\ s_t = 932\ mm}$$

Conform GP 118/2012

Paragraful 9.4

Armăturile de străpungere vor fi dispuse în interiorul perimetrului dincolo de care nu mai este necesară montarea de armătură de străpungere (u_{out} sau $u_{out,ef}$), iar cel mai îndepărtat perimetru al armăturii de străpungere trebuie amplasat la o distanţă mai mică sau egală cu *1,5d* în interiorul u_{out} sau $u_{out,ef}$.

Pe direcţie radială se vor dispune cel puţin două rânduri de armătură transversală, distanţa dintre rânduri fiind de cel mult *0,75d*, iar distanţa între armăturile transversale în lungul unui perimetru nu trebuie să fie mai mare de *1,5d*, când acesta este în interiorul perimetrului de calcul (situat la mai puţin de *2d* de stâlp sau de suprafaţa încărcată).

Cel mai apropiat perimetru de armături transversale va fi amplasat la o distanţă de cel puţin *0,3d* şi de cel mult *0,5d* faţă de stâlp sau de suprafaţa încărcată.

Pentru soluţia de armare transversală cu bare înclinate, un singur rând de armături transversale dispuse pe direcţia radială poate fi considerat suficient, dar se recomandă ca unghiul de îndoire al barelor să fie redus la 30°.

Se recomandă ca armăturile înclinate utilizate ca armătură transversală pentru preluarea solicitării de străpungere să fie dispuse în interiorul unei zone ale cărei graniţe se găsesc la o distanţă mai mică de *0,25d* de stâlp sau de suprafaţa încărcată

Se recomandă ca punctul de coborâre al celor mai apropiate armături înclinate să fie amplasat la o distanţă de cel mult *0,5d* faţă de stâlp sau de suprafaţa încărcată.

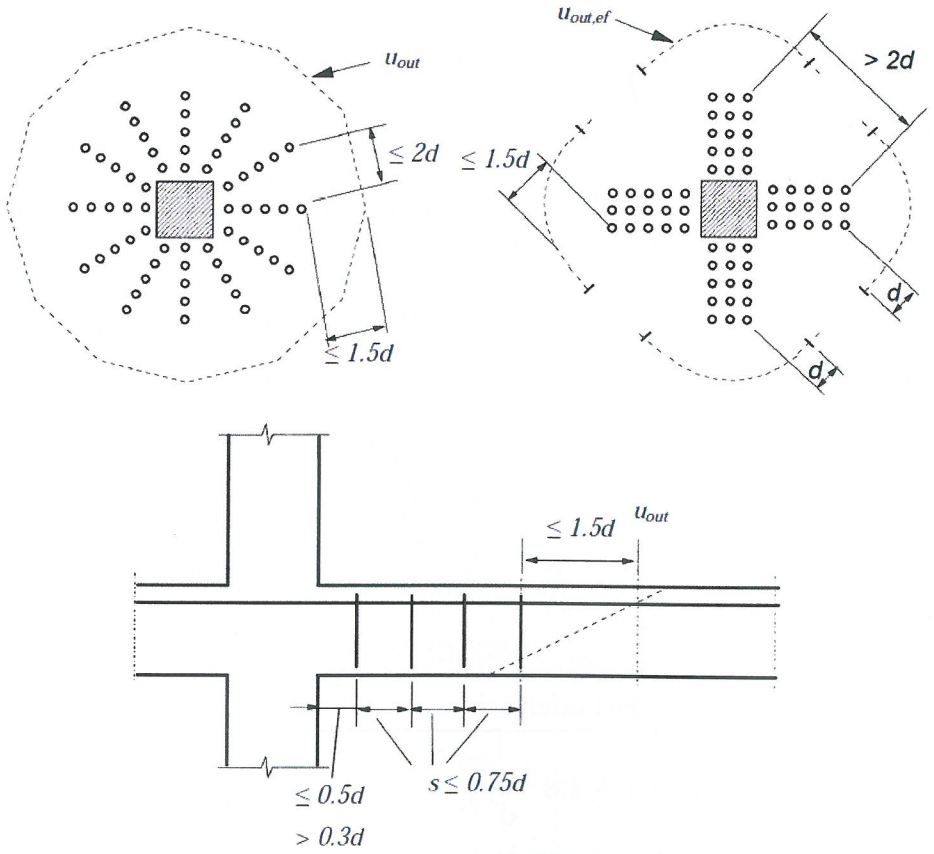


Fig. 6.69 – Prevederi referitoare la dispunerea armăturilor transversale de tip etrier sau gujon

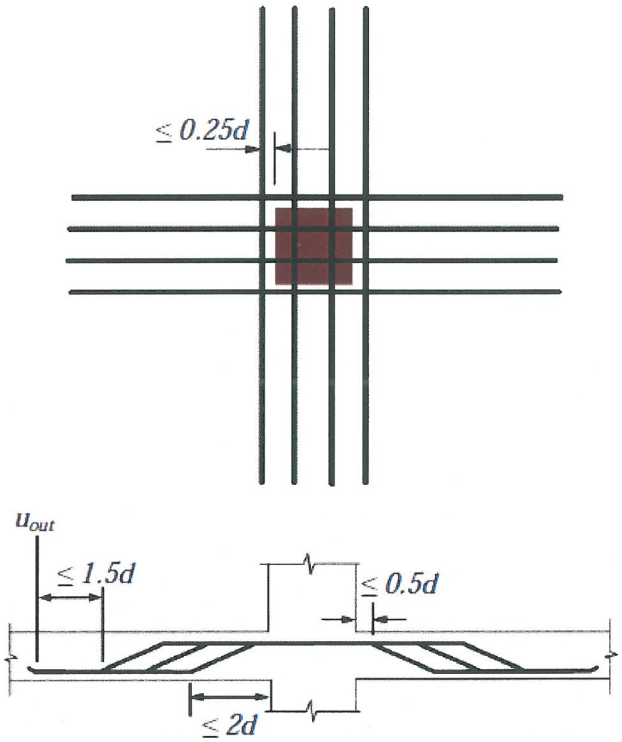


Fig. 6.70 – Prevederi referitoare la dispunerea armăturilor transversale de tip bare înclinate

II. Verificarea la strapungere în jurul perimetrului stâlpui u_0

Conform SR EN 1992-1-1:2004
Paragraful 6.4.3 (2)

a) În lungul perimetrului stâlpului sau al perimetrului ariei încărcate, efortul unitar de străpungere nu trebuie să depăsească valoarea maximă a rezistenței la străpungere:

$$v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$$

a. Calculul coeficientului de excentricitate a tensiunii de forfecare la străpungere

Conform SR EN 1992-1-1:2004 6.4.3

- **Relația generală**

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_y \cdot \frac{M_{Edy}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}\right)^2 + \left(k_z \cdot \frac{M_{Edy}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1z}}\right)^2} - excentricitate\ pe\ doua\ directii$$

$$\beta = 1 + k_z \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} - excentricitate\ pe\ o\ directii$$

- **Relația pentru stâlpi rectangulari interiori**

$$\beta = 1 + 1{,}8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

➢ **Relația generală**

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_y \cdot \frac{M_{Edy}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1y}}\right)^2 + \left(k_z \cdot \frac{M_{Edz}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1z}}\right)^2}$$

c_1/c_2	≤0,5	1,0	2,0	≥3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{0,85}{0,85} = 1 \rightarrow k = 0,60$$

NOTA: pentru alte valori se interpolează

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(0,6 \cdot \frac{-294,67}{5734,8} \cdot \frac{15,08}{23,07}\right)^2 + \left(0,6 \cdot \frac{120,88}{5734,8} \cdot \frac{15,08}{23,07}\right)^2} =$$

$$= 1 + \sqrt{4,06 \cdot 10^{-4} + 6,834 \cdot 10^{-5}} = 1 + 0,021 = 1,021 \rightarrow \boldsymbol{\beta = 1,021}$$

$$W_{1y} = W_{1y} = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 =$$

$$W_{1y} = W_{1y} = \frac{0,85^2}{2} + 0,85 \cdot 0,85 + 4 \cdot 0,85 \cdot 0,93 + 16 \cdot 0,93^2 + 2 \cdot 3,14 \cdot 0,93 \cdot 0,85$$

$$=$$

$$W_{1y} = W_{1y} = 23,07\ m^2$$

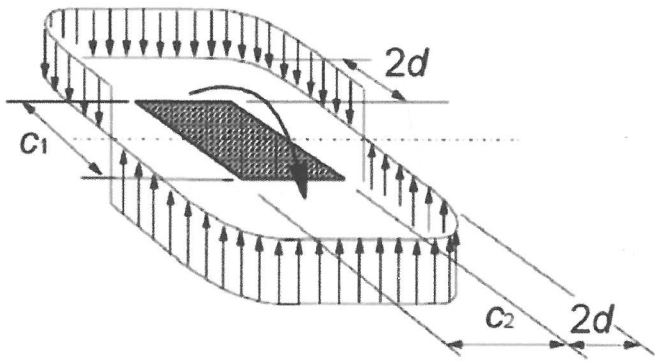


Fig. 6.71 – Repartiția eforturilor de forfecare datorită unui moment neechilibrat la joncțiunea între o dală și un stâlp interior

➢ **Relație particulară stâlp rectangular interior**

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{-0,051}{4,57}\right)^2 + \left(\frac{0,021}{4,57}\right)^2} =$$

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot 0,012 = 1 + 0,021 = 1,021 \rightarrow \boldsymbol{\beta = 1,021}$$

$$e_y = \frac{M_{Edy}}{V_{Ed}} = \frac{-294,67}{5734,8} = -0,051$$

$$e_z = \frac{M_{Edz}}{V_{Ed}} = \frac{120,88}{5734,8} = 0,021$$

➢ *Conform tabel SR EN 1992-1-1:2004 6.4.3 (6)*
$\beta = 1,15$

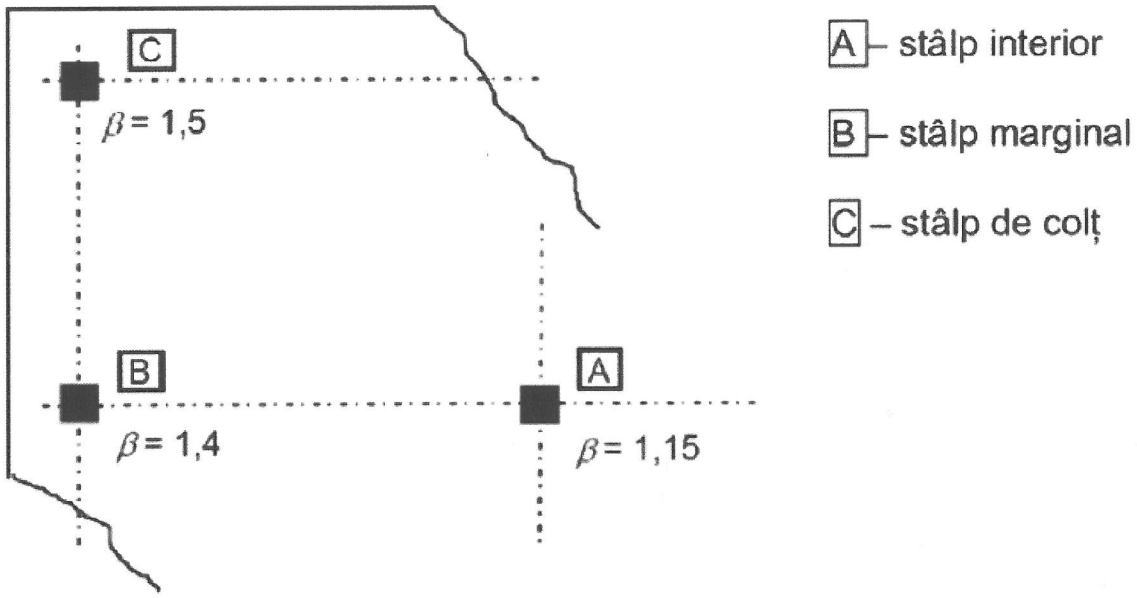


Fig. 6.72 – Valori recomandate pentru β

b. Calculul rezistenței maxime la străpungere pe perimetrul stâlpului

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,67 = 4,50 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{4500\ kPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,55$$

c. Calculul efortului maxim de străpungere pe perimetrul stâlpului

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 1,021 \cdot \frac{5734,8 \cdot 10^3}{3,4 \cdot 0,93 \cdot 10^6} = 1,85 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{1851,7\ kPa}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

d. Verificarea respectării condiției

$v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$

$\mathbf{1851,7\ kPa \leq 4500\ kPa \rightarrow conditie\ indeplinita}$

e. Eficiența în jurul perimetrului u_0

$$\frac{v_{Ed,0}}{v_{Rd,max}} = \frac{1851,7}{4500} = 0,411 < 1\ se\ verifica$$

Dacă condiția nu se verifică, se impune mărirea grosimii radierului.

III. Verificarea la străpungere – varianta 1 (când NU ESTE NECESARĂ armătură pentru străpungere)

Conform SR EN 1992-1-1:2004 6.4.3 (2)

b) Nu sunt necesare armături de străpungere dacă:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}\ (pentru\ situatia\ fara\ seism)$$

Conform P 100-1

Paragraful 5.10.(6)

La proiectarea **planșeelor dală fără armătură transversală** efortul unitar de străpungere în lungul perimetrului de control, generat de încărcările perpendiculare pe planul plăcii asociate combinației seismice de proiectare, se limitează la *0,4* din valoarea $V_{Rd,c}$ stabilită conform *SR EN 1992-1-1.*

$V_{Ed} \leq 0{,}4 \cdot V_{Rd,c}$ – *planșee dală fără armătură transversală în zone seismice*

Nota: Formala este specificată pentru planșee dală, radierul face parte din capitolul infrastructuri. În general eforuturile pentru verificarea radierelor rezultă din gruparea fundamentală, nu cea seismică. Formula se aplică în general la dimenesionarea suprastructurilor clădirilor cu planșee dală.

Conform NP 112-2014

Paragraful II.6.1.1 (1)

c) Verificarea fundației la străpungere fără a fi nevoie de armătură;

- În lungul perimetrului u_i (la distanța *2d* de marginea stâlpului) trebuie să se respecte condiția:

$$v_{Fd,c} \leq v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100 \cdot p_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

- În lungul unor contururi de calcul u_i situate la cel mult *2d* de la fața stâlpului. În aceste caz membrul $v_{Rd,c}$ se multiplică cu coeficientul *2d/a* în care *a* este distanța la care se consideră perimetrul u_i.

$$v_{Fd,c} \leq v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100 \cdot p_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot d}{a}$$

Nota: Formala este trecută în capitolul ce se referă la fundații izolate, în capitolul în care sunt prevederile pentru radier general nu nu este speficicată această prevedere.

a. Verificarea rezistenței la străpungere fără armătură pentru străpungere

➢ **Perimetrul u_1**

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot p_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$\boldsymbol{v_{Rd,c} = 311\ kPa \geq V_{min} = 308\ kPa \rightarrow V_{Rd,c,u1} = 311\ kPa}$$

$$v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 1{,}46 \cdot (100 \cdot 2{,}25 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 1 \cdot 0$$

$$v_{Rd,c} = 0{,}1752 \cdot 1{,}778 = 0{,}311\ \frac{N}{mm^2} = \boldsymbol{311\ kPa}$$

$$v_{min} = 0{,}035 \cdot 1{,}46^{1,5} \cdot 25^{0,5} + 1 \cdot 0 = 0{,}308 \frac{N}{mm^2} = \boldsymbol{308\ kPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} = \frac{0{,}18}{1{,}5} = 0{,}12$$

$$k_1 = 1$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{930}} \leq 2{,}0 \rightarrow k = 1{,}46 \leq 2{,}0$$

$$p_l = \sqrt{p_{ly} \cdot p_{lz}} \leq 0{,}02 \rightarrow p_l = \sqrt{2{,}25 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}25 \cdot 10^{-3}} \leq 0{,}02$$

$$p_l = 2{,}25 \cdot 10^{-3} \leq 0{,}02$$

$$p_{l,y} = \frac{A_{ef,pl}}{(c_1 + 2 \cdot (3 \cdot d)) \cdot d} = \frac{43 \cdot 314}{(850 + 2 \cdot (3 \cdot 930)) \cdot 930} = 2{,}25 \cdot 10^{-3}$$

$$p_{l,z} = \frac{A_{ef,pl}}{(c_2 + 2 \cdot (3 \cdot d)) \cdot d} = \frac{43 \cdot 314}{(850 + 2 \cdot (3 \cdot 930)) \cdot 930} = 2{,}25 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{ef,pl} = 13502\ mm^2 (43\text{Ø}20/15)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} = 0\ (nu\ se\ aplica\ in\ cazul\ radierului)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}\ si\ \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

unde,

$N_{Ed,y}\ si\ N_{Ed,y}$	*forțele axiale ce acționează pe lățimile de placă asociate stâlpilor. Forța axială poate rezulta dintr-o încărcare exterioară sau din precomprimare;*
A_C	*aria secțiunii de beton care corespunde forței N_{Ed} luate prin calcul.*

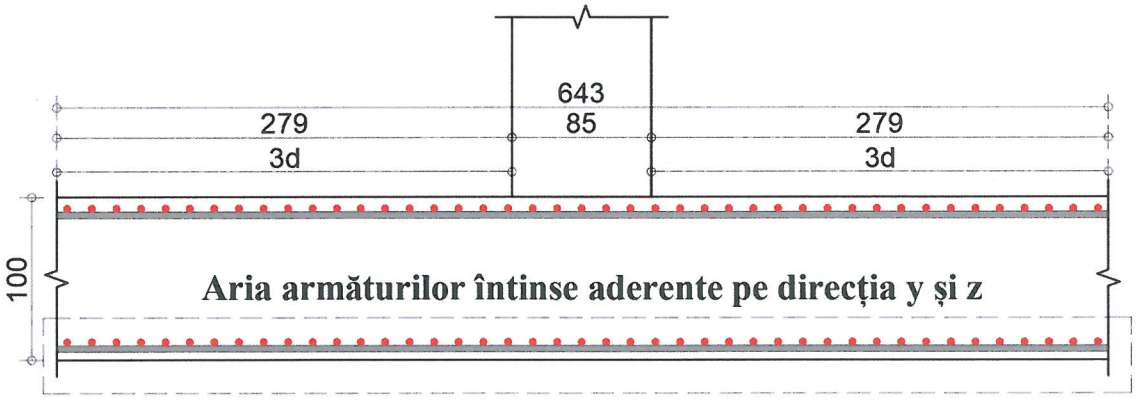


Fig. 6.73 – Armături luate în calcul pentru determinarea procentului de armare

b. Determinarea efortului maxim de străpungere pe perimetrul u_1

Conform NP 112-2014
Paragraful II.6.1.1 (1)

c) Valoarea netă a forței de străpungere poate fi redusă:

$$N_{Fd,red} = N_{Fd} - \Delta N_{Fd}$$

unde,
N_{Fd} *– forța aplicată;*
ΔN_{Fd} *– forța de reacțiune verticală din interiorul conturului considerat, adică reacțiunea terenului minus greutatea proprie a fundației;*

Conform NP 112-2014
Paragraful II.8.2. (4) (b)

b) Din valoarea forței axiale de străpungere se poate scădea rezultanta presiunilor pe teren de pe aria mărginită de conturul u_i.

$$v_{Ed,u1} = \beta \cdot \frac{V_{Ed,red}}{u_1 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{2224{,}8 \cdot 10^3}{15{,}08 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}1619 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{161{,}9\ kPa}$$

$$\boldsymbol{v_{Ed,u1} = 161{,}9\ kPa \leq V_{Rd,c} = 311\ kPa}$$

$$\boldsymbol{\rightarrow\ nu\ se\ impune\ armarea\ transversala\ a\ placii}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 5734{,}8 - 3510 = 2224{,}8\ kN$$

$$\Delta V_{Ed} = A_{u1} \cdot p_{med,SLU} - A_{u1} \cdot H \cdot \gamma_{bet} =$$

$$\Delta V_{Ed} = 18 \cdot 220 - 18 \cdot 1{,}0 \cdot 25 =$$

$$\Delta V_{Ed} = 3960 - 450 = 3510\ kN$$

Unele norme europene prevăd ca în calcul să se ia doar 50% din suprafața A_{ul}, norma românească neavând o astfel de limitare.

f. Eficiența la străpungere în jurul perimetrului u_1 fără armătură pentru străpungere

$$\frac{v_{Ed,u1}}{v_{Rd,c,u1}} = \frac{161{,}9}{311} = 0{,}52 < 1\ se\ verifica$$

IV. Verificarea la străpungere – varianta 2 (când ESTE NECESARĂ armătura pentru străpungere)

În varianta 2 de calcul, datorită faptului că din calcul anterior a rezultat că nu sunt necesare armături pentru strapungere, nu se va considera aportul reacțiunii terenului. Aceste exemplu se face doar pentru a detalia algoritmul de calcul pentru această situația în care este necesară dispunerea armăturilor pentru străpungere.

b. Determinarea efortului maxim de străpungere la perimetrul u_1

Daca nu se ține cont de presiunea terenului rezultă următoarele valori:

$$v_{Ed,u1} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{5734{,}8 \cdot 10^3}{15{,}08 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}4175 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{417{,}5\ kPa}$$

$$v_{Ed,u1} = 417, kPa \geq V_{Rd,c} = 311\ kPa$$

$$\rightarrow \textit{se impune armarea transversala a placii}$$

c. Eficiența la străpungere în jurul perimetrului u_1 fără armătură pentru străpungere

$$\frac{v_{Ed,u1}}{v_{Rd,c}} = \frac{417,5}{311} = 1,34 < 1\ NU\ se\ verifica$$

d. Determinarea rezistenței efective de calcul a armăturii de străpungere

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d = 250 + 0,25 \cdot 930 = 482,5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ywd,ef} = 482,5 \frac{N}{mm^2} \geq f_{ywd} = 435\ \frac{N}{mm^2} \rightarrow \boldsymbol{f_{ywd,ef} = f_{ywd} = 435\ \frac{N}{mm^2}}$$

e. Stabilirea unghiului dintre armătura pentru străpungere și planul planșeului

$$\alpha = 90°$$

f. Se determină perimetrul de control la care nu mai este necesar să se dispună armături de străpungere u_{out}

Conform P 100-1

Paragraful 5.10.(7)

La proiectarea **<u>planşeelor dală cu armatură transversală</u>**, sub acțiunea încărcărilor perpendiculare pe planul plăcii asociate combinației seismice de proiectare, capacitatea de rezistență la străpungere și perimetrul de calcul, dincolo de care nu mai sunt necesare armături de străpungere, se vor determina conform *SR EN 1992-1-1* considerând în calcul 40% din valoarea $V_{Rd,c}$ stabilită conform prevederilor acestui standard.

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{0,4 \cdot v_{Rd,c} \cdot d}\ (pentru\ situatia\ seismica)$$

Nota: Formala este specificată pentru planşee dală, radierul face parte din capitolul infrastructuri.

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}\ (pentru\ situatia\ fara\ seism)$$

$$u_{out} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = 1,021 \cdot \frac{5734,8}{311 \cdot 0,930} = 20,24\ m$$

$$u_{out} = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot x \cdot d \rightarrow x = \frac{u_{out} - 2 \cdot (c_1 + c_2)}{2 \cdot \pi \cdot d}$$

$$x = \frac{20,24 - 2 \cdot (0,85 + 0,85)}{2 \cdot 3.14 \cdot 0,93} = 2,88$$

g. Determinarea numărului de perimetre de control

$$n_r = \frac{a_{out} - k_{out} \cdot d - s_o}{s_r} = \frac{2,67 - 1,5 \cdot 0,93 - 0,465}{0,409} = 1,98 \rightarrow \boldsymbol{n_r = 2}$$

$$a_{out} = x \cdot d = 2,88 \cdot 0,93 = 2,67\ m$$

$$k_{out} = 1{,}5$$

$$s_o = (\min 0{,}3 \cdot d; max 0{,}5 \cdot d) = 0{,}5 \cdot d = 0{,}5 \cdot 0{,}93 = 0{,}465m$$

h. Calculul ariei necesare a armăturilor de străpungere pe perimetrele de control

Conform P 100-1

Paragraful 5.10.(7)

La proiectarea **planşeelor dală cu armătură transversală**, sub acțiunea încărcărilor perpendiculare pe planul plăcii asociate combinației seismice de proiectare, capacitatea de rezistență la străpungere și perimetrul de calcul, dincolo de care nu mai sunt necesare armături de străpungere, se vor determina conform *SR EN 1992-1-1* considerând în calcul *40%* din valoarea $V_{Rd,c}$ stabilită conform prevederilor acestui standard.

$$A_{sw,c} = \frac{v_{Ed,1} - 0{,}40 \cdot v_{Rd,c}}{1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{f_{ywd,eff}}{u_1 \cdot d} \cdot sin\alpha} \quad (pentru\ situatia\ seismica)$$

Nota: Formala este specificată pentru planșee dală cu armătura transversală, radierul face parte din capitolul infrastructuri.

$$A_{sw,c} = \frac{v_{Ed,1} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}}{1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{f_{ywd,eff}}{u_1 \cdot d} \cdot sin\alpha} \quad (pentru\ situatia\ fara\ seism)$$

- **Perimetrul u_1**

$$A_{sw,1} = \left(v_{Ed,1} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot \frac{u_1 \cdot s_r}{1{,}5 \cdot f_{ywd,eff}} =$$

$$= (0{,}417 - 0{,}75 \cdot 0{,}311) \cdot \frac{15{,}08 \cdot 10^3 \cdot 409}{1{,}5 \cdot 435} = \mathbf{1741{,}61\ mm^2}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{5734{,}8 \cdot 10^3}{15{,}08 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}417 \frac{N}{mm^2} = 417\ kPa$$

$$u_1 = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot 2 \cdot a_2 = 2 \cdot 0{,}85 + 2 \cdot 0{,}85 + 3{,}14 \cdot 2 \cdot 1{,}86 = 15{,}08\ m$$

$$a_1 = 1{,}86\ m$$

Alternativ, dacă armatura este dispusă la un anumit unghi se folosește relația (din relația anterioară dispare *sinα* deoarece valoarea lui este egală cu *1*:

$$A_{sw,c} = \frac{v_{Ed,1} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}}{1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{f_{ywd,eff}}{u_1 \cdot d} \cdot sin\alpha} = \frac{0{,}4175 - 0{,}75 \cdot 0{,}311}{1{,}5 \cdot \frac{930}{409} \cdot \frac{435}{15{,}08 \cdot 10^3 \cdot 930} \cdot sin90}$$

$$= \mathbf{1741{,}61\ mm^2}$$

- **Perimetrul u_2**

$$A_{sw,1} = \left(v_{Ed,2} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot \frac{u_2 \cdot s_r}{1{,}5 \cdot f_{ywd,eff}} =$$

$$= (0{,}538 - 0{,}75 \cdot 0{,}311) \cdot \frac{11{,}45 \cdot 10^3 \cdot 409}{1{,}5 \cdot 435} = \mathbf{2187{,}21\ mm^2}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_2 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{5734{,}8 \cdot 10^3}{11{,}45 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}538 \frac{N}{mm^2} = 538\ kPa$$

$$u_2 = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot 2 \cdot a_2 = 2 \cdot 0{,}85 + 2 \cdot 0{,}85 + 3{,}14 \cdot 2 \cdot 1{,}283 = 11{,}45\ m$$

$$a_2 = 0{,}5 \cdot d + 2 \cdot s_r = 1{,}283\ m$$

- **Perimetrul u_3**

$$A_{sw,1} = \left(v_{Ed,3} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot \frac{u_3 \cdot s_r}{1{,}5 \cdot f_{ywd,eff}} =$$

$$= (0{,}709 - 0{,}75 \cdot 0{,}311) \cdot \frac{8{,}88 \cdot 10^3 \cdot 409}{1{,}5 \cdot 435} = \mathbf{2648{,}10\ mm^2}$$

$$v_{Ed,3} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_3 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{5734{,}8 \cdot 10^3}{8{,}88 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}709 \frac{N}{mm^2} = 709\ kPa$$

$$u_3 = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot 2 \cdot a_3 = 2 \cdot 0{,}85 + 2 \cdot 0{,}85 + 3{,}14 \cdot 2 \cdot 0{,}874 = 8{,}88\ m$$

$$a_3 = 0{,}5 \cdot d + s_r = 0{,}874\ m$$

- **Perimetrul u_4**

$$A_{sw} = \left(v_{Ed,4} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}\right) \cdot \frac{u_4 \cdot s_r}{1{,}5 \cdot f_{ywd,eff}} =$$

$$= (0{,}996 - 0{,}75 \cdot 0{,}311) \cdot \frac{6{,}32 \cdot 10^3 \cdot 409}{1{,}5 \cdot 435} = \mathbf{3021{,}63\ mm^2}$$

$$v_{Ed,4} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_4 \cdot d} = 1{,}021 \cdot \frac{5734{,}8 \cdot 10^3}{6{,}32 \cdot 0{,}93 \cdot 10^6} = 0{,}996 \frac{N}{mm^2} = 996{,}1\ kPa$$

$$u_4 = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + \pi \cdot 2 \cdot a_4 = 2 \cdot 0{,}85 + 2 \cdot 0{,}85 + 3{,}14 \cdot 2 \cdot 0{,}465 = 6{,}32\ m$$

$$a_4 = 0{,}5 \cdot d = 0{,}465\ m$$

i. Calculul ariei minime a unui etrier (sau echivalentul acestuia)

$$A_{sw,1b}^{min} \geq 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \cdot \frac{s_r \cdot s_t}{1{,}5 \cdot sin\alpha + cos\alpha} = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} \cdot \frac{409 \cdot 932{,}9}{1{,}5 \cdot sin90 + cos90} =$$

$$A_{sw,1b}^{min} \geq 203{,}49\ mm^2$$

$$\boldsymbol{A_{sw,1b} = 314\ mm^2 - gujoane\ cu\ diametrul\ de\ 20\ mm}$$

j. Calculul numărului de gujoane neceare pe un perimetru

$$n = \frac{A_{sw,c}}{A_{sw,1b}} = \frac{3021{,}63}{314} = 9{,}62 \rightarrow \boldsymbol{Se\ alege\ n = 12}$$

k. Calculul arie totale pe perimetru

$$A_{sw} = n \cdot A_{sw,1b} = 12 \cdot 314 = \mathbf{3768\ mm^2}$$

l. Calculul forței tăietoare capabile cu armătură de străpungere

- **Perimetrul u_1**

$$v_{Rd,cs,u1} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,eff}}{u_1 \cdot d} \cdot sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,u1} = 0{,}75 \cdot 0{,}311 + 1{,}5 \cdot \frac{930}{409} \cdot \frac{3768 \cdot 435}{15{,}08 \cdot 10^3 \cdot 930} \cdot sin90$$

$$v_{Rd,cs,u1} = 0{,}233 + 0{,}380 = 0{,}613 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{613\ kPa}$$

- **Perimetrul u_2**

$$v_{Rd,cs,u2} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,eff}}{u_2 \cdot d} \cdot sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,u2} = 0{,}75 \cdot 0{,}311 + 1{,}5 \cdot \frac{930}{409} \cdot \frac{3768 \cdot 435}{11{,}45 \cdot 10^3 \cdot 930} \cdot sin90$$

$$v_{Rd,cs,u2} = 0{,}233 + 0{,}525 = 0{,}758 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{758\ kPa}$$

- **Perimetrul u_3**

$$v_{Rd,cs,u3} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,eff}}{u_3 \cdot d} \cdot sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,u3} = 0{,}75 \cdot 0{,}311 + 1{,}5 \cdot \frac{930}{409} \cdot \frac{3768 \cdot 435}{8{,}88 \cdot 10^3 \cdot 930} \cdot sin90$$

$$v_{Rd,cs,u3} = 0{,}233 + 0{,}676 = 0{,}909 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{909\ kPa}$$

- **Perimetrul u_4**

$$v_{Rd,cs,u4} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,eff}}{u_4 \cdot d} \cdot sin\alpha$$

$$v_{Rd,cs,u4} = 0{,}75 \cdot 0{,}311 + 1{,}5 \cdot \frac{930}{409} \cdot \frac{3768 \cdot 435}{6{,}32 \cdot 10^3 \cdot 930} \cdot sin90$$

$$v_{Rd,cs,u4} = 0{,}233 + 0{,}951 = 1{,}184 \frac{N}{mm^2} = \mathbf{1184\ kPa}$$

m. Eficiența la străpungere în jurul perimetrului u_i cu armatură pentru străpungere

$$\frac{v_{Ed,u1}}{v_{Rd,cs,u1}} = \frac{417{,}5}{613} = 0{,}6081 < 1\ se\ verifica$$

$$\frac{v_{Ed,u2}}{v_{Rd,cs,u2}} = \frac{538}{748} = 0{,}709 < 1\ se\ verifica$$

$$\frac{v_{Ed,u3}}{v_{Rd,cs,u3}} = \frac{709}{909} = 0{,}779 < 1\ se\ verifica$$

$$\frac{v_{Ed,u4}}{v_{Rd,cs,u4}} = \frac{996{,}1}{1184} = 0{,}841 < 1\ se\ verifica$$

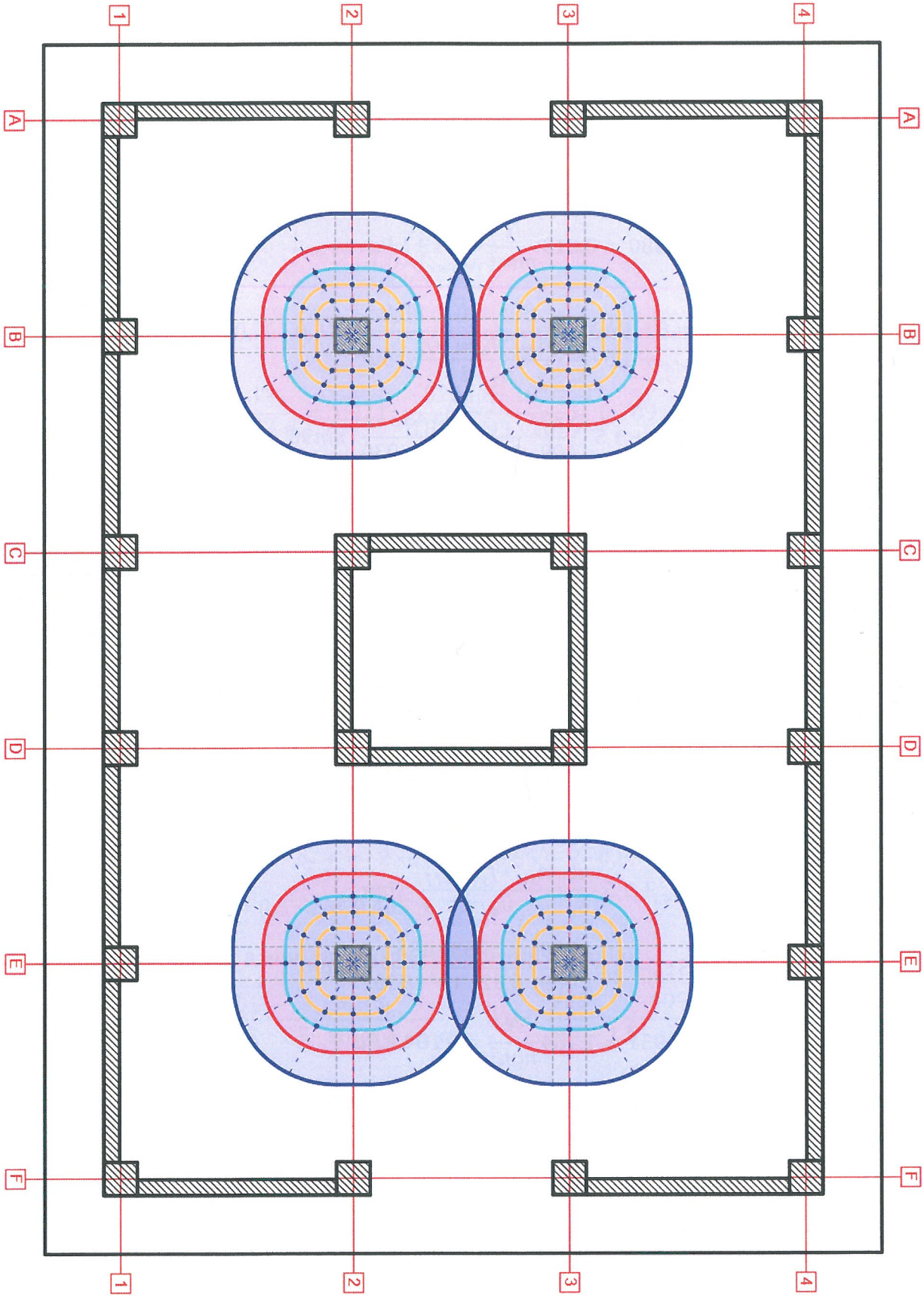


Fig. 6.74 – Dispunerea perimetrelor și gujoanolor la toți stâlpii

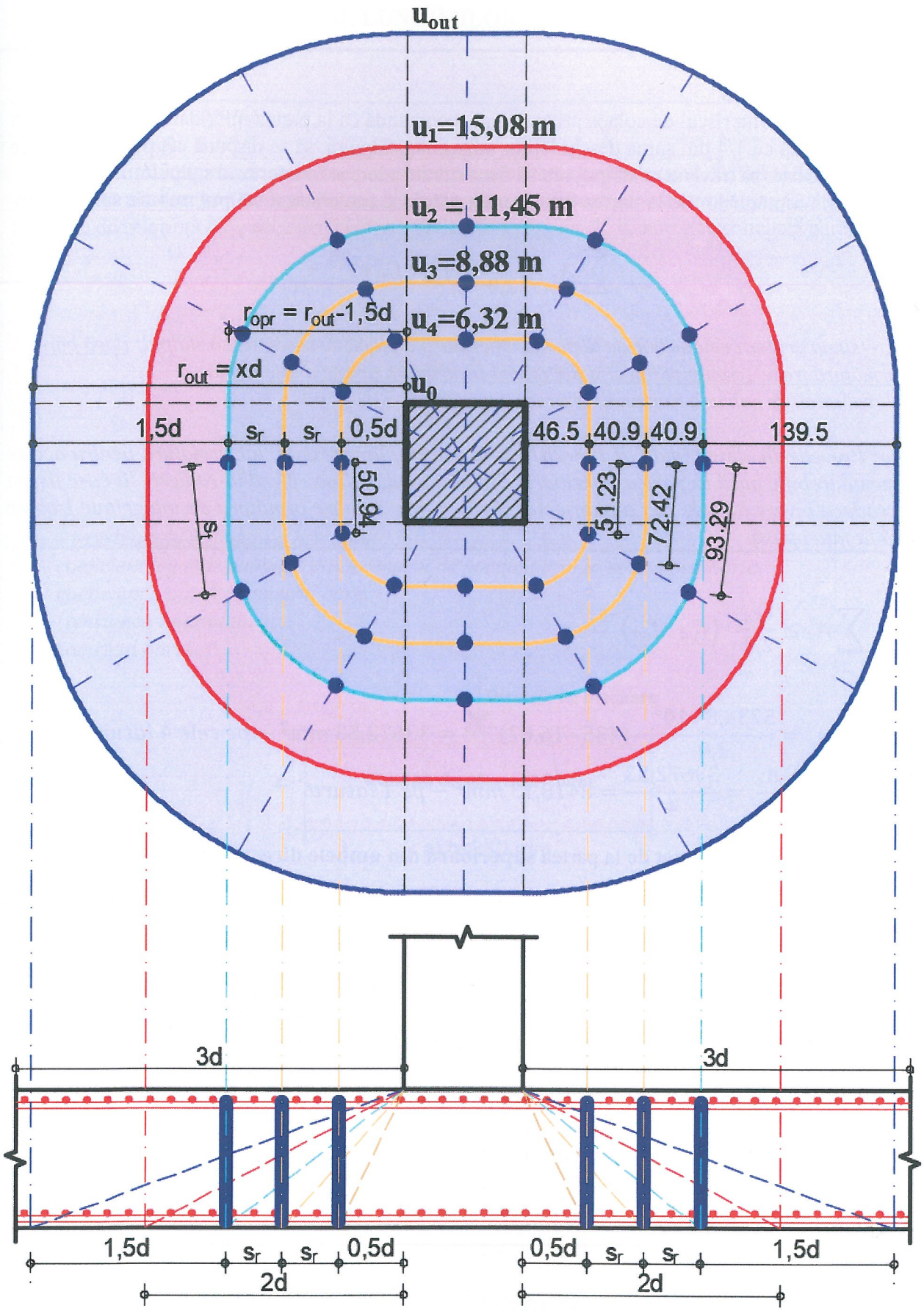


Fig. 6.75 – Perimetre de calcul și dispunere gujoan

n. Calculului armăturii de integritate

Conform GP 118-2012

Paragraful 9.5

Pentru a evita riscul de colaps progresiv se recomandă ca la partea inferioară a plăcii, în fâşia cu lăţimea egală cu 1/4 din suma deschiderilor adiacente stâlpului, să se dispună cel puţin două bare longitudinale care să traverseze stâlpul sau să fie ancorate adecvat în interiorul stâlpului.

Aria armăturilor de la partea inferioară a plăcii ce traversează stâlpul trebuie să respecte condiţia:

$$\sum A_s \geq \frac{V_{Ed}}{2,0} \cdot (f_{yd} \cdot f_{cd})^{-0,5}$$

unde,

$\sum A_s$ *– suma ariilor armăturilor de la partea inferioară a plăcii ce traversează stâlpul; dacă bara de armătură trece „continuu" prin stâlp, atunci contribuţia acesteia este dublă;*

V_{Ed} *– valoarea de calcul a reacţiunii din reazem;*

Nota: Prevederile din ghidul GP 118-2012 sunt pentru planşee dală, iar armatura pentru aceste elemente trebuie pusă la partea inferioară. Situaţia analizată se referă la radiere, la care fisura se produce invers faţă de cea a planşeelor dală, şi prin urmare armătura de integritate trebuie pusă la faţa opusă.

$$\sum A_s \geq \frac{V_{Ed}}{2,0} \cdot (f_{yd} \cdot f_{cd})^{-0,5}$$

$$\sum A_s = \frac{5734,8 \cdot 10^3}{2,0} \cdot (435 \cdot 16,67)^{-0,5} = 33672,53\ mm^2 - pe\ cele\ 4\ laturi$$

$$A_{s1} = \frac{\sum A_s}{4} = \frac{33672,53}{4} = 8418,13\ mm^2 - pe\ 1\ latura$$

Stâlpul este intersectat de la partea **superioară din ambele direcţii cu**:

5Ø20 cu aria efectivă $A_{s,ef}$ **= *1570 mm²***

Armatura este continuă în stâlp prin urmare se consideră contribuţia dublă:

2 · 5Ø20 cu aria efectiva $A_{s,ef}$ **= *3140 mm²***

$A_{s1} = 8418,13\ mm^2 \leq A_{s,ef} = 3140 \rightarrow$ ***conditie nu indeplinita***

Se suplimentează armatura cu ***7Ø32 cu aria*** $A_{s,ef}$ **= *5628 mm²***

Conform SR EN 1992-1-1

Paragraful 8.4.3

Calculul lungimii de ancorare necesare trebuie să țină seama de tipul de oțel şi de proprietățile de aderență ale barelor. Admițându-se un efort unitar de aderență constant egal cu f_{bd}, lungimea de ancorare de referință $l_{b,rqd}$ necesară pentru a prelua forța $\sigma_{sd} = A_s$ la care este solicitată bară este:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1$ *(pentru conditii de aderenta bune)*

$\eta_1 = 0{,}7$ *(pentru conditii de aderenta mediocre)*

$\eta_2 = 1, daca\ \emptyset \leq 32\ mm$

$$\eta_2 = \frac{132 - \emptyset}{100}, daca\ \emptyset > 32\ mm$$

$$\sigma_{sd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

unde,

f_{ctd} – *rezistența la întindere a betonului;*

η_1 – *coeficient legat de condiții de aderență şi de poziția barei în timpul betonării;*

η_2 – *coeficient legat de diametrul barei;*

σ_{sd} – *tensiunea în armatură;*

$\emptyset$ – *diametrul barei.*

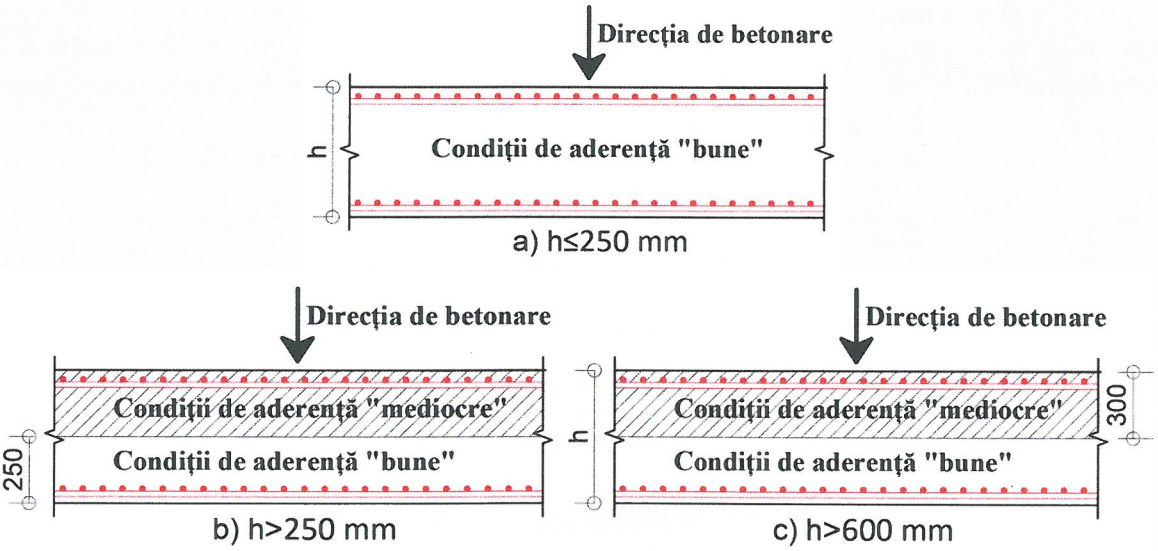


Fig. 7.1 – Prezentare condiții de aderență

Lungimea de ancorare de calcul se calculează cu relația:

$$l_{b,d} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$l_{b,min} > \max(0{,}3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\ mm)$ - *pentru acorarea barelor întinse*

$l_{b,min} > \max(0{,}63 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\ mm)$ - *pentru acorarea barelor comprimate*

Relația simplificată conform *SR EN 1991-1-1:2004 8.4.4 (2)*

$$l_{b,d} = \alpha_1(\alpha_4) \cdot l_{b,rqd}$$

7.1 PLĂCI

7.1.1 Calculul lungimii de ancorare de referință

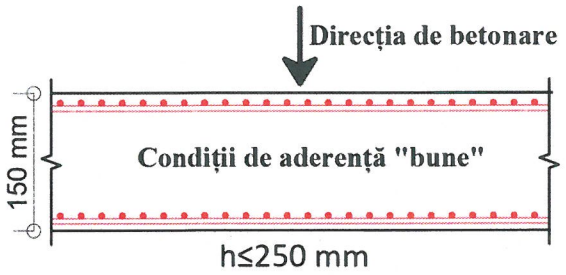


Fig. 7.2 – Prezentare condiții de aderență placă etaj curent

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{435}{2,7} = \emptyset \cdot 40,27 = 8 \cdot 40,27 = \mathbf{322,22\ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435\ \frac{N}{mm^2}$$

Nota: În cazul în care armăturile din placă nu sunt luate în calcul pentru dimensionarea momentului capabil al grinzii de cadru, lungimea de ancore se poate calcula cu tensiunea reală a armăturii. Armăturile din placa pot fi luate în calculul momentului capabil al grinzilor de cadru supuse la acțiuni seismice dacă sunt ancorate corespunzător, iar tensiunea de calcul a lungimii de ancoraj are valoarea maximă.

$$\emptyset = 8\ mm$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

$$h \leq 250\ mm \rightarrow \eta_1 = 1$$

$$\emptyset \leq 32\ mm \rightarrow \eta_2 = 1$$

$$f_{ctd} = 1,20 \frac{N}{mm^2}$$

7.1.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul

$$l_{b,d} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 322,22 = \mathbf{322,22\ m}$$

$$\alpha_1 = 1$$

7.1.3 Calculul lungimii de ancorare minime

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot 322,22; 10 \cdot 8; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(96,66; 80; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} = \mathbf{100\ mm}$$

7.1.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj

$$l_{b,d} \geq l_{b,min}$$

$$\mathbf{322,22\ mm \geq 100\ mm} \rightarrow \textit{condiție îndeplinită}$$

7.2 GRINZI SECUNDARE

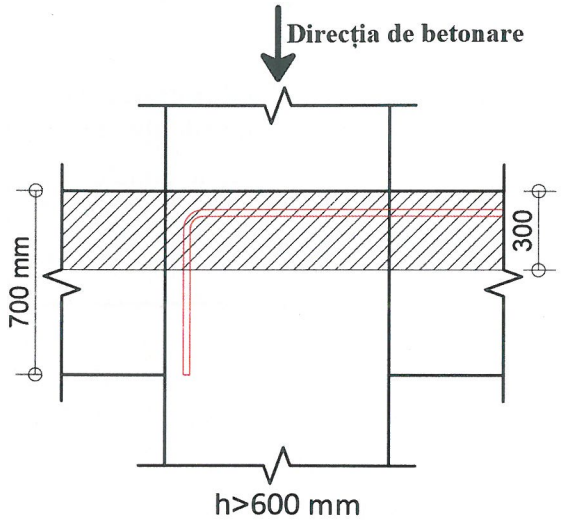


Fig. 7.3 – Prezentare condiții de aderență pentru armătura de la partea superioară a grinzilor secundare

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{435}{1,89} = \emptyset \cdot 40,27 = 25 \cdot 57,53 = \mathbf{1006,75\ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435\ \frac{N}{mm^2}$$

Nota: Lungimea de ancoraj a grinzile secundare care nu preiau încărcări seismice (zonele de capăt nu sunt zone critice) pot fi calculate cu tensiunea reală din bară, rezultând lungimi mai reduse de ancoraj.

$$\emptyset = 25\ mm$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \frac{N}{mm^2}$$

$$h < 600\ mm \rightarrow \eta_1 = 0,7$$

$$\emptyset \leq 32\ mm \rightarrow \eta_2 = 1$$

7.2.1 Calculul lungimii de ancorare de calcul

$$l_{b,d} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1006,75 = \mathbf{1006,75\ mm}$$

$$\alpha_1 = 1$$

$\alpha_1 = 0,7$ *daca* $c_d > 3 \cdot \emptyset$ *(a se vedea SR EN-1-1:2004 figura 8.3)*

7.2.2 Calculul lungimii de ancorare minime

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot 1006,75; 10 \cdot 25; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(302,025; 250; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} = \mathbf{302,025\ mm}$$

7.2.3 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj

$$l_{b,d} \geq l_{b,min}$$

$\mathbf{1006,75\ mm \geq 302,025\ mm}$ → ***condiție îndeplinită***

7.3 GRINZI PRINCIPALE – ARMARE SUPERIOARĂ

Conform P100-1

Paragraful 5.7

(1) La proiectarea zonelor de ancorare şi a celor de înnădire ale armăturilor se aplică prevederile *SR EN 1992-1-1, capitolul 8*, împreună cu prevederile suplimentare date în prezenta secţiune.

(2) Ancorarea armăturilor se va realiza în afara zonelor critice. De regulă, şi înnădirea armăturilor se recomandă să se realizeze în afara zonelor critice

(3) În afara zonelor critice, lungimile de ancorare şi cele de înnădire ale armăturilor se calculează pe baza prevederilor *capitolului 8* din *SR EN 1992-1-1.*

(4) Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor şi stâlpilor din structurile proiectate pentru DCH se măsoară de la o secţiune situată la $5d_{bL}$ de la faţa elementului în care se realizează ancorarea, în interiorul acestuia *(Figura 7.4)*. Lungimile de ancorare pentru barele întinse vor fi cu 20% mai mari decât cele determinate conform *SR EN 1992-1-1.*

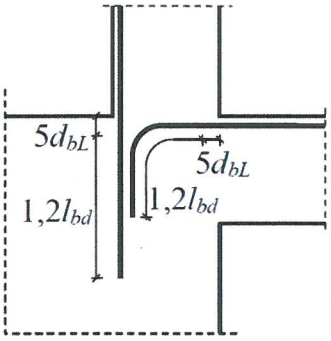


Fig. 7.4 – Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor şi stâlpilor (DCH)

(5) Armăturile transversale, etrieri şi agrafe, din grinzi, stâlpi şi pereţi vor fi prevăzute cu cârlige cu lungimea *10* d_{bw} îndoite la un unghi de *135°*.

(6) În situaţia în care zona critică sub momente pozitive se formează la faţa nodului, armăturile de la partea inferioară se ancorează în nod, la interiorul carcasei de armături a stâlpilor, sau se întrerup în deschiderea vecină, dincolo de marginile zonei critice, într-o zonă cu valori mici ale eforturilor de proiectare.

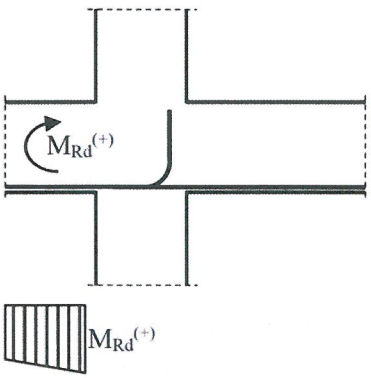


Fig. 7.5 – Ancorarea armăturilor de la partea inferioară în situaţia în care zona critică se formează la faţa nodului sub acţiunea momentelor pozitive

7.3.1 Calculul lungimii de ancorare de referință

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{435}{1,89} = \emptyset \cdot 57,53 = 25 \cdot 57,53 = \mathbf{1438,49\ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435\ \frac{N}{mm^2}$$

Nota: Pentru grinzile de cadru supuse la acțiuni seismice, tensiunea în bară trebuie luată cu valoarea maximă.

$$\emptyset = 25\ mm$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \frac{N}{mm^2}$$

$$h > 600\ mm \rightarrow \eta_1 = 0,7$$

$$\emptyset \leq 32\ mm \rightarrow \eta_2 = 1$$

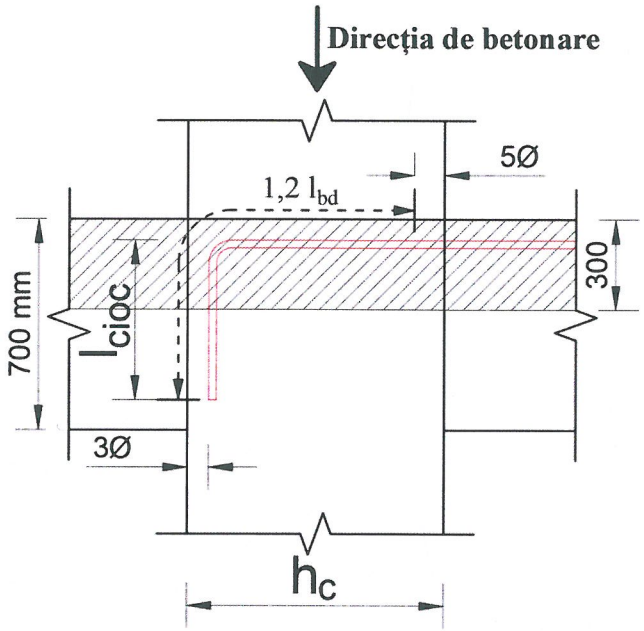


Fig. 7.6 – Prezentare condiții de aderență pentru armătura de la partea superioară a grinzilor principale

7.3.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul

$$l_{b,d} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 0,7 \cdot 1438,49 = \mathbf{1006,75\ mm}$$

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_1 = 0,7 \text{ } daca \text{ } c_d > 3 \cdot \emptyset \text{ } (a\ se\ vedea\ SR\ EN\text{-}1\text{-}1\text{:}2004\ figura\ 8.3)$$

7.3.3 Calculul lungimii de ancorare minime

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(0,3 \cdot 1438,48; 10 \cdot 25; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(431,54; 250; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} = \mathbf{431,54\ mm}$$

7.3.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj

$$l_{b,d} \geq l_{b,min}$$

$$\mathbf{1006,75\ mm \geq 431,54\ mm} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

7.3.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1

$$l_{b,d\,P100-1} = l_{b,d} \cdot 1{,}2 = 1006{,}75 \cdot 1{,}2 = 1208{,}1\ mm$$

$$\boldsymbol{l_{b,d\,P100-1} = 1208{,}1\ mm}$$

7.3.6 Calculul lungime cioc bară

$$l_{cioc} = l_{b,d\,P100-1} - (h_c - (3+5) \cdot \emptyset) =$$

$$h_c = 850\ mm$$

$$l_{cioc} = 1208{,}1 - (850 - 8 \cdot 25) =$$

$$\boldsymbol{l_{cioc} = 558\ m}$$

7.4 GRINZI PRINCIPALE – ARMARE INFERIOARĂ

7.4.1 Calculul lungimii de ancorare de referință

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{435}{2{,}7} = \emptyset \cdot 40{,}27 = 25 \cdot 40{,}27 = \boldsymbol{1006{,}75\ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435\ \frac{N}{mm^2}$$

$$\emptyset = 25\ mm$$

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2 = 2{,}7\ \frac{N}{mm^2}$$

$$h > 600\ mm \rightarrow \eta_1 = 1$$

$$\emptyset \leq 32\ mm \rightarrow \eta_2 = 1$$

$$f_{ctd} = 1{,}20\ \frac{N}{mm^2}$$

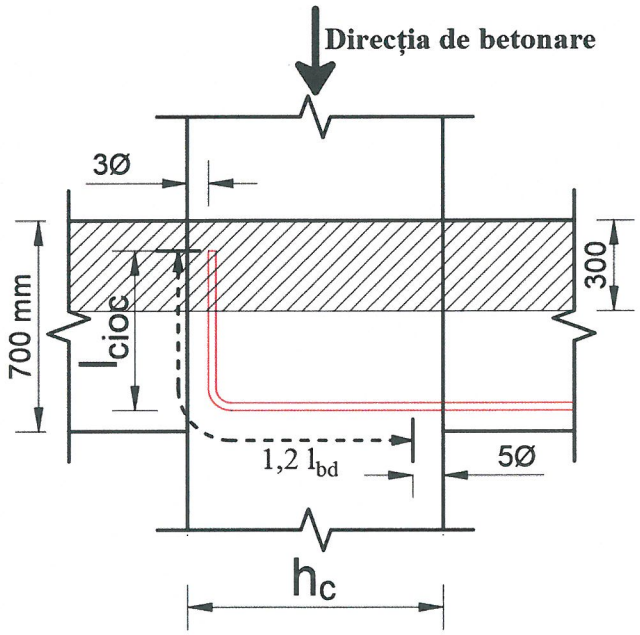


Fig. 7.7 – Prezentare condiții de aderență pentru armătura de la partea inferioară a grinzilor principale

7.4.2 Calculul lungimii de ancorare de calcul

$$l_{b,d} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}7 \cdot 1006{,}75 = \mathbf{704{,}72\ mm}$$

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_1 = 0{,}7 \text{ } daca \text{ } c_d > 3 \cdot \emptyset \text{ } \textit{(a se vedea SR EN-1-1:2004 figura 8.3)}$$

7.4.3 Calculul lungimii de ancorare minime

$$l_{b,min} > \max(0{,}3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(0{,}3 \cdot 1006{,}75; 10 \cdot 25; 100)\ mm$$

$$l_{b,min} > \max(302{,}05; 250; 100)\ mm$$

$$\mathbf{l_{b,min} = 302{,}05\ mm}$$

7.4.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj

$$l_{b,d} \geq l_{b,min}$$

$$\mathbf{704{,}72\ mm \geq 302{,}05\ mm} \rightarrow \textbf{\textit{condiție îndeplinită}}$$

7.4.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1

$$l_{b,d\,P100-1} = l_{b,d} \cdot 1{,}2 = \mathbf{704{,}72} \cdot 1{,}2 = 845{,}66\ mm$$

$$\boldsymbol{l_{b,d\,P100-1} = 845{,}66\ mm}$$

7.4.6 Calcul lungime cioc bară

$$l_{cioc} = l_{b,d\,P100-1} - (h_c - (3+5) \cdot \emptyset) =$$

$$h_c = 850\ mm$$

$$l_{cioc} = 845{,}66 - (850 - 8 \cdot 25) =$$

$$\boldsymbol{l_{cioc} = 195{,}66\ m \rightarrow l_{cioc} = 250\ m}$$

7.5 STÂLPI

Conform P100-1

Paragraful 5.7.2.2

(1) Dacă în situaţia de proiectare seismică forţa axială este de întindere, lungimea de ancoraj stabilită conform *SR EN 1992-1-1* se măreşte cu 50%.

Paragraful 5.73

(1) <u>În zonele critice unde se asteaptă deformaţii plastice</u>, semnificative, conform configuratiei mecanismului de plastifiere, **<u>nu sunt admise</u>** înnădiri prin suprapunere. În restul zonelor critice înnădirea prin suprapunere se recomandă să fie evitată. Excepţie fac armăturile verticale din inima pereţilor de beton care pot fi îmbinate prin suprapunere.

(2) În zonele critice nu sunt admise îmbinări prin suprapunere sudate.

(3) Înădirea se poate realiza cu dispozitive de cuplare mecanice validate prin încercări efectuate în condiţii compatibile cu clasa de ductilitate selectată. Pentru clasele de ductilitate DCH şi DCM, dispozitivele de cuplare mecanice trebuie să asigure curgerea barelor de armătură până la epuizarea capacităţii lor de deformare la solicitari ciclice alternante, fără cedarea îmbinării.

(4) În cazul în care la armarea stâlpilor şi a elementelor de margine ale pereţilor se aplică înnădiri prin suprapunerea barelor de armătură în zona critică de la partea inferioară a unui nivel, lungimea de înnădire l_0 se determină cu relaţia:

$$l_0 = 2 \cdot \sqrt{\frac{A'_s}{A_s}} \cdot l_{bd} \leq 1{,}5 \cdot l_{bd}$$

unde,

A'_s/A_s – proporţia armăturilor care se înnădesc;

l_{bd} – lungimea de ancorare de bază calculată conform SR EN 1992-1-1.

(5) Distanta *s* dintre armăturile transversale ale grinzilor, stâlpilor sau bulbilor pereţilor de beton în zonele de suprapunere va fi cel mult min *(h/4;100 mm)*, unde *h* este înălţimea secţiunii transversale a acestora.

7.5.1 Calculul lungimii de ancorare de referință

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{435}{2{,}7} = \emptyset \cdot 40{,}27 = 22 \cdot 40{,}27 = \mathbf{885{,}94\ mm}$$

$$\sigma_{sd} = 435\ \frac{N}{mm^2}$$

$$\emptyset = 22\ mm$$

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2 = 2{,}7 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0.055}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{1{,}8}{1{,}5} = 1{,}20 \frac{N}{mm^2}$$

$$h > 600\ mm \rightarrow \eta_1 = 1\ - conditii\ de\ aderanta\ bune$$

$$\emptyset \leq 32\ mm \rightarrow \eta_2 = 1$$

7.5.2 Calculul lungimii de suprapunere de calcul

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1{,}5 \cdot 885{,}94 = \mathbf{1328{,}91\ mm}$$

$$\alpha_6 = 1{,}5\ (> 50\%)$$

Toate barele sunt suprapuse în aceiaşi secţiune.

Tab. 7.1 – Valorile coeficientului α

ρ_l	*<25%*	*33%*	*50%*	*>50%*
α_6	*1*	*1,15*	*1,4*	*1,5*
NOTĂ – Valorile intermediare pot fi obţinute prin interpolare.				

7.5.3 Calculul lungimii de suprapunere minime

$$l_{0,min} = \max(0{,}3 \cdot l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100)\ mm$$

$$l_{0,min} = \max(0{,}3 \cdot 885{,}94; 10 \cdot 22; 200)\ mm$$

$$l_{0,min} = \max(265{,}78; 220; 100)\ mm$$

$$l_{0,min} = \mathbf{265{,}78\ mm}$$

7.5.4 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de suprapunere

$l_0 \geq l_{0,min}$

$1328,91\ mm \geq 265,78$ mm → ***condiție îndeplinită***

7.5.5 Verificarea îndeplinirii condiției de lungime minimă de ancoraj conform P100-1

$$l_0 = 2 \cdot \sqrt{\frac{A'_s}{A_s}} \cdot l_{bd} \leq 1,5 \cdot l_{bd}$$

$$A'_s = 7600\ mm^2$$

$$A'_s = 2 \cdot 7600 = 15200\ mm^2$$

$$l_0 = 2 \cdot \sqrt{\frac{7600}{15200}} \cdot 885,94 \leq 1,5 \cdot 885,94$$

$$l_0 = 2 \cdot 0,707 \cdot 885,94 \leq 1,5 \cdot 885,94$$

$$l_0 = 1,414 \cdot 885,94 \leq 1,5 \cdot 885,94$$

$$l_0 = 1252,90\ mm \leq 1328,1\ mm$$

$$\rightarrow \boldsymbol{l_0 = 1328,91\ mm}$$

BIBLIOGRAFIE

1. *** **CR 0-2012** – *Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor;*
2. *** **CR 1-1-3/2012** – *Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii zăpezii asupra construcţiilor;*
3. *** **P 100-1/2013** – *Cod de proiectare seismică – Partea a I-a – Prevederi de proiectare pentru clădiri;*
4. *** **NP 112-2014** – *Normativ privind proiectarea fundaţiilor de suprafaţă;*
5. *** **GP 124-2013** – *Ghid pentru proiectarea structurilor din beton de înaltă rezistenţă în zone seismice;*
6. *** **NP 007-97** – *Cod de proiectare pentru structuri în cadre din beton armat;*
7. *** **CR 2-1-1.1/2013** – *Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat;*
8. *** **CR 2-1-1.1/2022** – *Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat;*
9. *** **GP 118-2012** – *Ghid pentru proiectarea planşeelor dală în zone seismice;*
10. *** **SR EN 1992-1-1** – *Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri;*
11. *** **SR EN 1992-1-1/AC** – *Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri;*
12. *** **SR EN 1992-1-1/NB** – *Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională;*
13. *** **SR EN 1992-1-2** – *Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-2: Reguli generale. Calculul comportării la foc;*
14. *** **SR EN 1992-1-1** – *Eurocode 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acţiuni generale – Greutăţi specifice, greutăţi proprii, încărcări utile pentru clădiri;*
15. *** **SR EN 1992-1-1/NA** – *Eurocode 1: Acţiuni asupra structurilor. Partea 1-1: Acţiuni generale – Greutăţi specifice, greutăţi proprii, încărcări din exploatare pentru construcţii. Anexa naţională;*
16. *** **SR EN 206** – *Beton. Specificaţie, performanţă, producţie şi conformitate.*

ANEXA I - TABELE ŞI FIGURI CONFORM P100-1/2013

Tab. A.I.1 –Valori ale factorului de importanţă – expunere pentru acţiunea seismică conform P100-1/2013

Clasa de importanţă-expunere	Tipuri de clădiri	$\gamma_{I,e}$
Clasa I	**Clădiri având funcţiuni esenţiale, pentru care păstrarea integrităţii pe durata cutremurelor este vitală pentru protecţia civilă, cum sunt:** (a) Spitale şi alte clădiri din sistemul de sănătate, care sunt dotate cu servicii de urgenţă/ambulanţă şi secţii de chirurgie; (b) Staţii de pompieri, sedii ale poliţiei şi jandarmeriei, parcaje supraterane multietajate şi garaje pentru vehicule ale serviciilor de urgenţă de diferite tipuri; (c) Staţii de producere şi distribuţie a energiei şi/sau care asigură servicii esenţiale pentru celelalte categorii de clădiri menţionate aici; (d) Clădiri care conţin gaze toxice, explozivi şi/sau alte substanţe periculoase; (e) Centre de comunicaţii şi/sau de coordonare a situaţiilor de urgenţă; (f) Adăposturi pentru situaţii de urgenţă; (g) Clădiri cu funcţiuni esenţiale pentru administraţia publică; (h) Clădiri cu funcţiuni esenţiale pentru ordinea publică, gestionarea situaţiilor de urgenţă, apărarea şi securitatea naţională; (i) Clădiri care adăpostesc rezervoare de apă şi/sau staţii de pompare esenţiale pentru situaţii de urgenţă; (j) Clădiri având înălţimea totală supraterană mai mare de 45m şi alte clădiri de aceeaşi natură.	1,4
Clasa II	**Clădiri care prezintă un pericol major pentru siguranţa publică în cazul prăbuşirii sau avarierii grave, cum sunt:** (a) Spitale şi alte clădiri din sistemul de sănătate, altele decât cele din clasa I, cu o capacitate de peste 100 persoane în aria totală expusă; (b) Şcoli, licee, universităţi sau alte clădiri din sistemul de educaţie, cu o capacitate de peste 250 persoane în aria totală expusă; (c) Aziluri de bătrâni, creşe, grădiniţe sau alte spaţii similare de îngrijire a persoanelor (d) Clădiri multietajate de locuit, de birouri şi/sau cu funcţiuni comerciale, cu o capacitate de peste 300 de persoane în aria totală expusă; (e) Săli de conferinţe, spectacole sau expoziţii, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă, tribune de stadioane sau săli de sport.	1,2
Clasa III	Clădiri de tip curent, care nu aparţin celorlalte clase.	1,0
Clasa IV	Clădiri de mică importanţă pentru siguranţa publică, cu grad redus de ocupare şi/sau de mică importanţă economică, construcţii agricole, construcţii temporare etc.	0,8

NOTA 1: În cazul clădirilor de locuit şi de birouri, gradul de ocupare al ariei totale expuse se referă la un singur tronson în ansamblurile de clădiri similare.
NOTA 2: Numărul de persoane din aria totală expusă se referă la capacitatea proiectată a clădirii.
NOTA 3: Prevederi privind factorii de importanţă utilizaţi la proiectarea componentelor nestructurale se dau în capitolului 10 din P100-1.

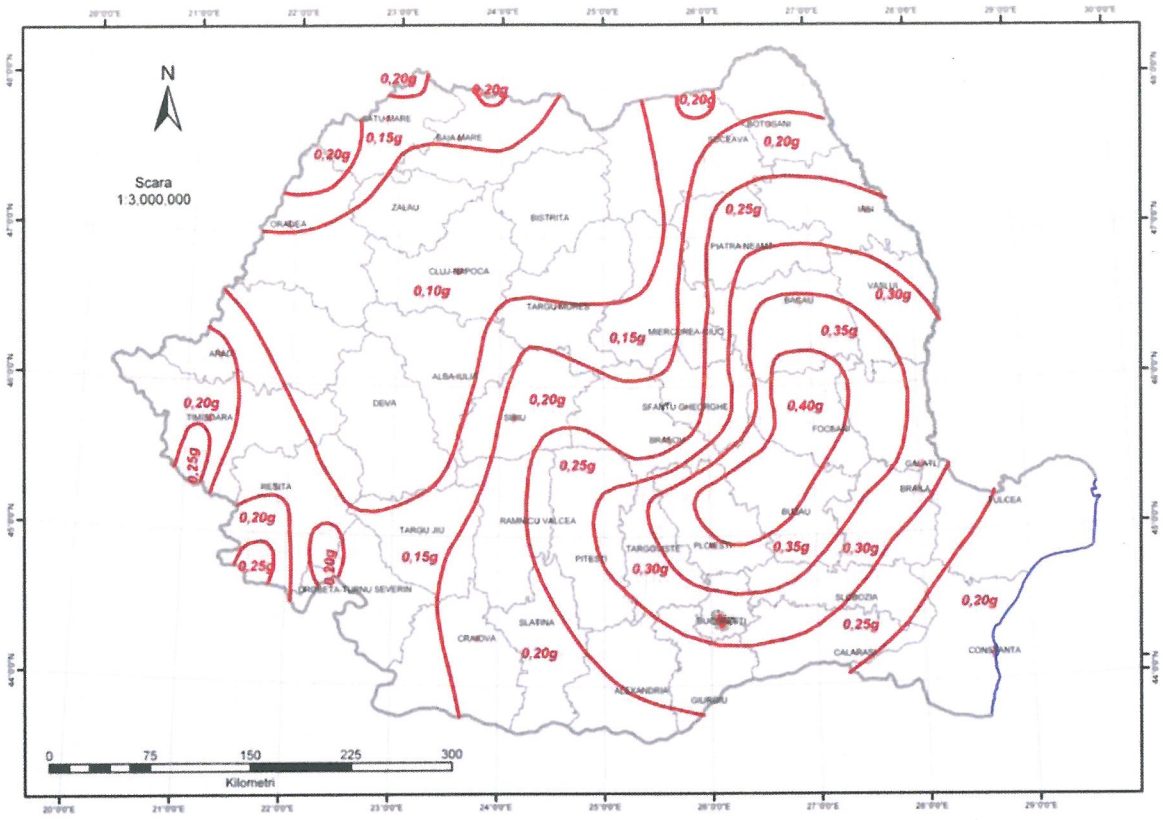


Fig. A.I.1 – România – Zonarea valorilor de vârf ale acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g cu IMR = 225 ani şi 20% probabilitate de depăşire în 50 de ani conform P100-1/2013

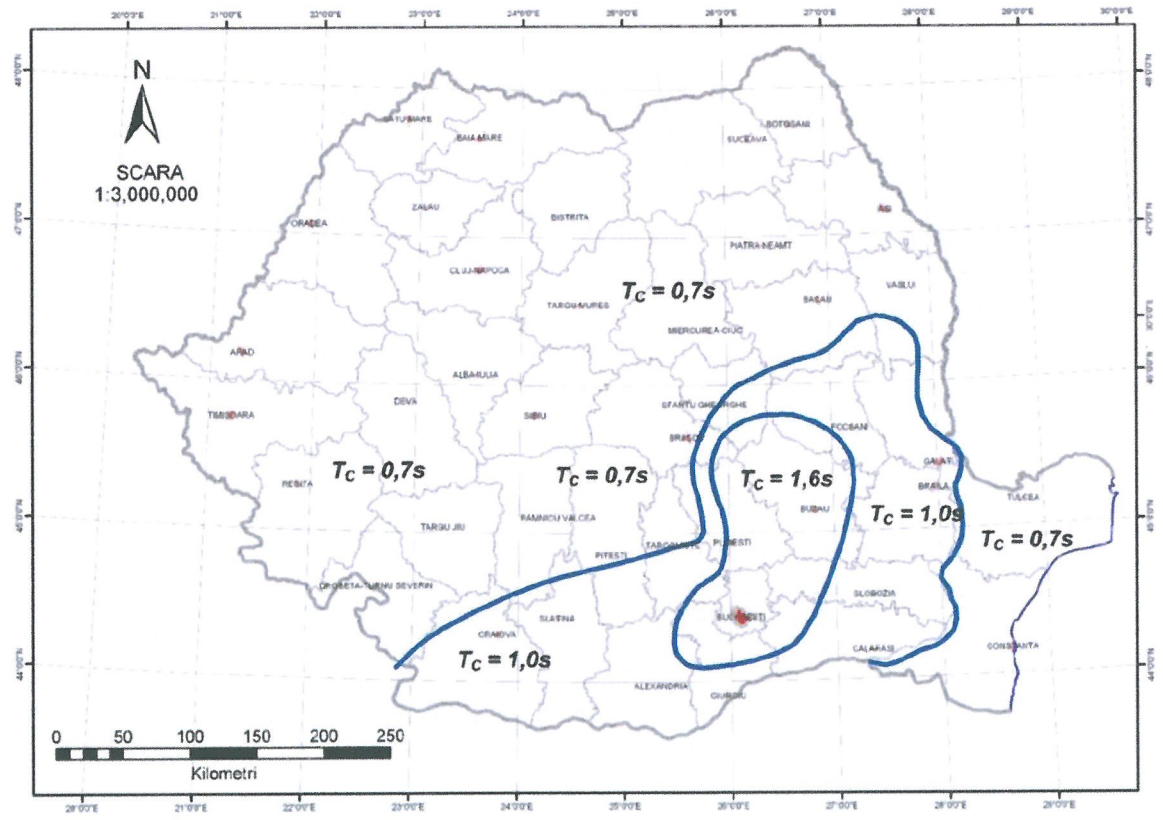


Fig. A.I.2 – Zonarea teritorului României în termeni de perioadă de control (colţ), T_c a spectrului de răspuns conform P100-1/2013

Tab. A.I.2 – Perioadele de control (colţ) T_B, T_C, T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mişcării seismice conform P100-1/2013

T_C	**0,70s**	**1,00s**	**1,60s**
T_B	0,14s	0,20s	0,32s
T_D	3,00s	3,00s	2,00s

Tab. A.I.3 –Valorile maxime ale factorului de comportare *q* pentru acţiuni seismice orizontale

Tipul de structură	***q***		
	DCH	**DCM**	**DCL**
Structură tip cadru, structură cu pereţi zvelti cuplaţi sau structură duală	$5\ \alpha_u/\alpha_1$	$3{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$	2,0*
Structură cu pereţi (necuplaţi)	$4k_w\ \alpha_u/\alpha_1$	$3k_w\ \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Structură flexibilă la torsiune	3,0	2,0	1,5
Structură tip pendul inversat	2,5	2,0	1,5
Structură parter cu stâlpii în consolă, conectaţi la partea superioară prin planşee cu comportare de diafragmă orizontală, având $v_d \leq 0{,}25$	3,5	3,0	2,0
* dacă $v_d \leq 0{,}75$ în toţi stâlpii. În caz contrar q=1,5.			

Conform P100-1

Paragraful 5.2.2.2 (2)

Valoarea raportului dintre forța orizontală capabilă a structurii și forța orizontală corespunzătoare curgerii primului element structural, α_u/α_1, se determină prin calcul static neliniar și se limitează superior la 1,35.

Pentru clădirile din clasa de importanță și expunere la cutremur I sau II, în cazul în care valoarea α_u/α_1 nu se determină prin calcul static neliniar, aceasta se va considera egală cu 1,0.

Pentru clădirile din clasa de importanță și expunere la cutremur III sau IV se pot utiliza valorile α_u/α_1 specificate la alin. (3) fără determinarea acestora prin calcul static neliniar.

Notă: Forța orizontală capabilă a structurii reprezintă forța corespunzătoare formării unui număr suficient de articulații plastice care aduce structura în pragul situației de mecanism cinematic. Forța orizontală corespunzătoare curgerii primului element structural reprezintă forța orizontală corespunzătoare apariției primei articulații plastice prin atingerea capacității de rezistență în primul element al structurii.

Paragraful 5.2.2.2 (3)

Pentru cazurile obişnuite, se pot adopta următoarele valori aproximative ale raportului α_u/α_1:

a) Pentru cadre sau pentru structuri duale cu cadre predominante:

- Clădiri cu un nivel:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}15$$

- Claădiri cu mai multe niveluri şi cu o singură deschidere:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}25$$

- Clădiri cu mai multe niveluri şi cu mai multe deschideri:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}35$$

ANEXA II – TABELE ŞI FIGURI CONFORM CR 1-1-3/2012

Tab. A.II.1 – Valorile factorului de importanţă – expunere pentru acţiunea zăpezii

Clasa de importanţă-expunere a clădirii şi structurii	γ_{Is}
Clasa I	1,15
Clasa II	1,10
Clasa III	1,0
Clasa IV	1,0

Tab. A.II.2 – Valorile coeficientului de expunere

Tipul expunerii	C_e
Completă	0,80
Normală	1,00
Redusă	1,20

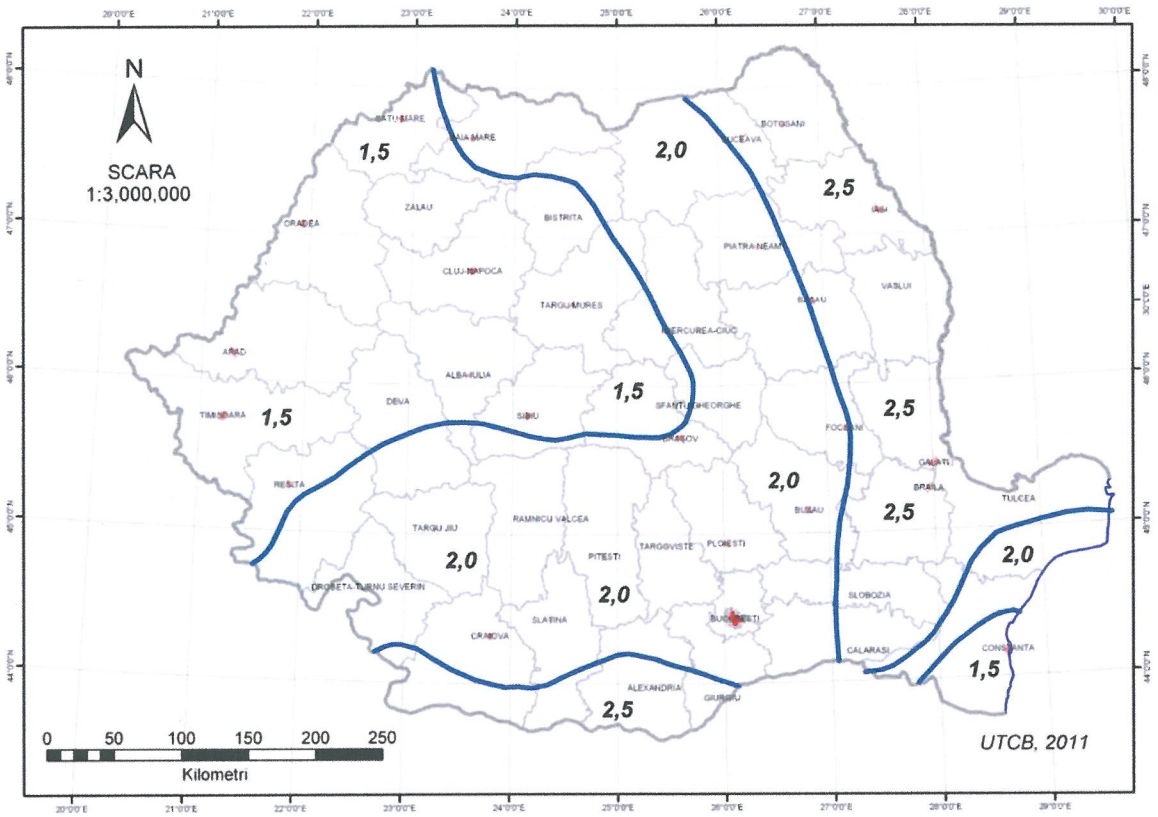


Fig. A.II.1 – Zonarea valorilor caracteristice ale încărcărilor din zăpadă pe sol, s_k, pentru altitudinea A≤1000 m

ANEXA III – TABELE SR EN 1991-1-1:2004/NA:2006

Tab. A.III.1 – Categorii de utilizare

Categoria	Destinația suprafeței de încărcare	Exemplu
A	Clădiri rezidențiale	Încăperi în case, vile sau blocuri de locuințe: dormitoare și săli de spital, camere și coridoare de hotel, bucătării și toalete.
B	Clădiri pentru birouri	Încăperi clădiri pentru birouri: vestiare, dușuri, băi publice și spălătorii.
C	Spații cu aglomerări de persoane (cu excepția spațiilor definite la categoriile A,B și D[1])	**C1:** • **C1.1:** Spații dotate cu mese: De exemplu: încăperi în școli, săli de lectură în care nu se depozitează utilaje sau materiale grele. • **C1.2:** Laboratoare și cabinete medicale, centre de calcul, spații de preparat mâncare (în localurile publice), etaje și poduri tehnice în care este posibilă depozitarea de echipamente, utilaje sau materiale grele. • **C1.3:** Alte spații dotate cu mese: De exemplu: Cafenele, restaurante, cantine, săli de recepție. **C2:** Spații dotate cu locuri fixe: De exemplu: biserici, teatre sau cinematografe, săli de conferințe, aule, săli de ședințe, camere de așteptare, săli de așteptare din gări. **C3:** Spații de circulație fără obstacole: De exemplu: săli de muzee, săli de expoziție, etc.; spații de acces în clădiri publice și administrative, hoteluri, spitale, gări. **C4:** Spații pentru desfășurarea activităților fizice: De exemplu: săli de dans, săli de gimnastică, scene. **C5:** Spații destinate aglomerărilor de persoane: De exemplu: spații pentru organizarea de evenimente publice ca săli de concerte, săli de sport inclusiv tribune, terase și zone de acces, platforme de cale ferată.
D	Spații comerciale	**D1:** Spații pentru vânzarea cu amănuntul **D2:** Centre comerciale

[1] *Pentru categoriile de utilizare C4 și C5 a se vedea SR EN 1991-1-1:2004, 6.3.1.1(2). În cazul luării în considerare a efectelor dinamice ale încărcării din exploatare, a se vedea SR EN 1990:2004. Pentru categoria de utilizare E, a se vedea SR EN 1991-1-1:2004 tabelul 6.3.*

NOTA 1: *În funcție de categoria de utilizare specificată și pe baza unor documente justificative, spațiile din categoriile C2, C3 și C4 pot fi încadrate în categoria C5 pe baza unor documente justificative.*
NOTA 2: *În cazul spațiilor pentru depozitare și activități industriale a se vedea SR EN 1991-1-1:2004, 6.3.2.*

Tab. A.III.2 – Încărcări utile pe planşee, balcoane şi scări din clădiri

Categoria suprafeței de încărcare	q_k [kN/m^2]	Q_K [kN]
Categoria A:		
- Planşee [1)]	1,5	2,0
- Scări [2)]	3,0 până la 5,0	2,0
- Balcoane [3)]	2,5 până la 4,0	2,0
Categoria B:	2,5	4,5
Categoria C:		
- C1:		
- C1.1	2,0	4,0
- C1.2	2,0	4,0
- C1.3	2,0	4,0
- C2 [4)]	3,0 până la 4,0	4,0
- C3	4,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5 [5)]	4,0 până la 5,0	4,5
Categoria C:		
- D1	4,0	4,0
- D2	5,0	7,0

1) Pentru toate suprafețele de încărcare din categoria A, iar pentru poduri de clădiri:
a) necirculabile **0,75 kN/m^2**
b) circulabile **1,50 kN/m^2**
2) Coridoare, scări şi podeste pentru:
a) Categoriile de utilizare A, B, C1.1 şi C1.2, terase circulabile, fără posibilitatea unor aglomerări mari de oameni, poduri de clădiri circulabile: **3,0 kN/m^2**
b) Categoriile de utilizare C.13, C2, C3, C4, C5 şi D1, terase circulabile cu posibilitatea unor aglomerări mari de oameni: **4,0 kN/m^2**
c) tribune pentru spectatori cu locuri fixe şi fără locuri fixe: **5,0 kN/m^2**
3) Balcoane, cea mai defavorabilă dintre ipoteze:
a) Încărcare distribuită pe o bandă de lățime 0,8m în lungul balustradei **4,0 kN/m^2**
b) Încărcare distribuită pe toată suprafața balconului **2,5 kN/m^2**
4) Pentru:

a) Auditorii **kN/m²**	**3,0**
b) Săli de festivităţi, de spectacole, de concert şi similare (în clădiri), săli de aşteptare în staţii de cale ferată şi metrou: **kN/m²**	**4,0**
5) Pentru:	
a) Peroane în staţii de cale ferată şi metrou, tribune cu locuri fixe **kN/m²**	**4,0**
b) Categoria C5	**5,0 kN/m²**

NOTA 1: În cazul planşeelor cu încărcări tehnologice se iau în considerare variante alternative de încărcare, în conformitate cu condiţiile de exploatare a construcţiilor.

NOTA 2: Încărcarea indicată pentru balcoane se utilizează la calculul elementelor portante ale balconului şi peretelui în zona legăturilor; pentru calculul pereţilor de la nivelurile inferioare şi al fundaţiilor, încărcarea se consideră aceeaşi cu cea din încăperile din care are loc accesul în balcon.

NOTA 3: În cazul planşeelor care suportă încărcări locale mari date de obiecte grele, echipamente, utilaje etc., încărcările respective se consideră că acţionează pe suprafeţele efectiv ocupate de acestea, în conformitate cu rezemarea lor reală pe aceste suprafeţe nu se mai iau în calcul alte încărcări tehnologice.

NOTA 4: Tribunele se calculează şi la o încărcare orizontală egală cu 1/20 din încărcarea verticală, distribuită uniform pe aceleaşi suprafeţe.

NOTA 5: Pentru cazul construcţiilor a căror categorie nu este specificată – în particular, a căror utilizare viitoare nu este cunoscută – se utilizează valorile corespunzătoare categoriei D1.

NOTA 6: În condiţiile schimbării destinaţiei construcţiei, proiectantul este obligat să informeze utilizatorul construcţiei cu privire la necesitatea verificării structurii în raport cu noile încărcări de proiectare.

NOTA 7: Stâlpii, pilaştrii şi în general reazemele de colţ sau de front ale construcţiilor, care se află la cel mult 50 cm distanţă de benzile de circulatie pentru autovehicule şi care pot fi expuse loviturilor, se verifică suplimentar şi la următoarele forţe orizontale datorite şocului, aplicate la o înălţime de 1,20m:

a) Stâlpi de colţ – 550 kN

b) Stâlpi curenţi – 250 kN

Acţiunea acestor forţe orizontale nu se ia în considerare în situaţia în care prin deteriorarea elementului de construcţii nu este periclitată stabilitatea construcţiei.

ANEXA IV – CARACTERISTICI ALE ARMĂTURILOR

Tab. A.IV.1 – Proprietăţile armăturilor pentru beton armat

Forma armăturii	**Bare şi sârme**			**Plase sudate**		
Clasa	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**
Limita de curgere caracteristică f_{yk} sau $f_{0,2k}$	400 până la 600			400 până la 600		
Valoarea minimă $k=(f_t/f_y)_k$	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,05	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,05
Deformaţia caracteristică la forţa maximă ε_{uk} (%)	≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5

Tab. A.IV.2 – Caracteristicile armăturilor flexibile

Marca oţelului	**Diametrul nominal**	**Limita de curgere f_{yk}**	**Rezistenţa de rupere f_t**	**Denumire comercială**	**Proveniență**
	mm	**N/mm²**	**N/mm²**		
S 255	6...12	255	360	OB 37	Ro.
S 235	14...40	235			
S 355	6...14	355	510	PC 52	
S 345	16...28	345			
S 335	32...40	335			
S 420	6...12	420	590	PC 60	
S 405	14...28	405			
S 395	32...40	395			
S 500	6...28	500	550 (525)	Bst 500S	Ro.,D.,H.
S 490	10...40	490	590	B60,50	H.
Ro. – România, D. – Germania, H/ - Ungaria					

Tab. A.IV.3 – Caracteristicile armăturilor pentru plase sudate

Marca oţelului	**Diametrul nominal**	**Limita de curgere f_{yk}**	**Rezistenţa de rupere f_t**	**Denumire comercială**	**Proveniență**
	mm	**N/mm²**	**N/mm²**		
S 490	3...4	490	590 (600)	STNB	Ro.
S 440	4,5...7,1	440	540 (550)		
S 390	8...10	390	490 (500)		
S 500	3...10	500	550 (525)	Bst 500M	Ro.,D.,H.
S 460	6, 8, 10	460	510	SPPB	Ro.

ANEXA V – CARACTERISTICI ALE BETONULUI

Tab. A.V.1 – Caracteristici de rezistenţă şi deformare ale betonului de densitate normală

Clasa de beton	Caracteristici de rezistenţă ale betonului de densitate normală						Caracteristici de deformare ale betonului							
	f_{ck}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$	E_{cm}	ε_{c1}	ε_{cu1}	ε_{c2}	ε_{cu2}	n	ε_{c3}	ε_{cu3}
	N/mm²						GPa	‰					‰	
C 12/15	12	15	20	1,6	1,1	2,0	27	1,8	3,5	2,0	3,5	2,0	1,75	3,5
C 16/20	16	20	24	1,9	1,3	2,5	29	1,9						
C 20/25	20	25	28	2,2	1,5	2,9	30	2,0						
C 25/30	25	30	33	2,6	1,8	3,3	31	2,1						
C 30/37	30	37	38	2,9	2,0	3,8	32	2,2						
C 35/45	35	45	43	3,2	2,2	4,2	34	2,25						
C 40/50	40	50	48	3,5	2,5	4,6	35	2,3						
C 45/55	45	55	53	3,8	2,7	4,9	36	2,4						
C 50/60	50	60	58	4,1	2,9	5,3	37	2,45						
C 55/67	55	67	63	4,2	3,0	5,5	38	2,5	3,2	2,2	3,1	1,75	1,8	3,1
C 60/75	60	75	68	4,4	3,1	5,7	39	2,6	3,0	2,3	2,9	1,6	1,9	2,9
C 70/85	70	85	78	4,6	3,2	6,0	41	2,7	2,8	2,4	2,7	1,45	2,0	2,7
C 80/95	80	95	88	4,8	3,4	6,3	42	2,8	2,8	2,5	2,6	1,4	2,3	2,6
C 90/105	90	105	98	5,0	3,5	6,6	44	2,8	2,8	2,6	2,6	1,4	2,3	2,6

Tab. A.V.2 – Clase de expunere conform CP 012/1-2007

Denumirea clasei	Descrierea mediului înconjurător	Exemple informative ilustrând alegerea claselor de expunere
1. Nici un risc de coroziune sau atac		
X0	Beton simplu şi fără piese metalice înglobate. Toate expunerile, cu excepţia cazurilor de îngheţ-dezgheţ, de abraziune şi de atac chimic	Beton de umplutură/egalizare
2. Coroziunea datorată carbonatării		
Când betonul care conţine armături sau piese metalice înglobate, este expus la aer şi umiditate, expunerea trebuie clasificată în modul următor: ***NOTĂ:*** *Condiţiile de umiditate luate în considerare sunt cele din betonul ce acoperă armăturile sau piesele metalice înglobate, dar în numeroase cazuri, această umiditate poate fi considerată că reflectă umiditatea ambiantă. În acest caz, o clasificare fondată pe diferite medii ambiante poate fi acceptabilă. Situaţia nu poate fi aceeaşi dacă există o barieră între beton şi mediul său înconjurător (acoperirea betonului cu un material de protecţie).*		
XC1	Uscat sau permanent umed	Beton în interiorul clădirilor unde gradul de umiditate a mediului ambiant este redus (inclusiv bucătăriile, băile şi spălătoriile clădirilor de locuit); Beton imersat permanent în apă;
XC2	Umed, rareori uscat	Suprafeţe de beton în contact cu apa pe termen lung (de exemplu elemente ale rezervoarelor de apă); Un mare număr de fundaţii;
XC3	Umiditate moderată	Beton în interiorul clădirilor unde umiditatea mediului ambiant este medie sau ridicată (bucătării, băi, spălători

		profesionale altele decât cele ale clădirilor de locuit); Beton la exterior, însă la adăpost de intemperii (elemente la care aerul din exterior are acces constant sau des, de exemplu: hale deschise)
XC4	Alternanță umiditate - uscare	Suprafețe supuse contactului cu apa, dar care nu intră în clasa de expunere XC2 (elemente exterioare expuse intemperiilor).
3. Coroziunea datorată clorurilor având altă origine decât cea marină		
Când betonul care conține armături sau piese metalice înglobate, este în contact cu apa, având altă origine decât cea marină, conținând cloruri, inclusiv din sărurile pentru dezghețare, clasele de expunere sunt după cum urmează: ***NOTĂ:*** *În ce privește condițiile de umiditate, a se vedea de asemenea secțiunea 2 din acest tabel.*		
XD1	Umiditate moderată	Suprafețe de beton expuse la cloruri transportate de curenți de aer (de exemplu suprafețele expuse agenților de dezghețare de pe suprafața carosabilă, pulverizați și transportați de curenții de aer, la garaje, etc.);
XD2	Umed, rar uscat	Piscine, rezervoare; Beton expus apelor industriale conținând cloruri;
XD3	Alternanță umiditate - uscare	Elemente ale podurilor, ziduri de sprijin, expuse stropirii apei conținând cloruri Șosele, dalele parcajelor de staționare a vehiculelor.
4. Coroziunea datorată clorurilor din apa de mare		
Când betonul care conține armături sau piese metalice înglobate, este pus în contact cu cloruri din apa de mare, sau acțiunii aerului ce vehiculează săruri marine, clasele de expunere sunt următoarele:		
XS1	Expunerea la aerul ce vehiculează săruri marine, însă nu sunt în contact direct cu apa de mare	Structuri pe sau în apropierea litoralului (agresivitatea atmosferică marină acționează asupra construcțiilor din beton, beton armat pe o distanță de circa 5 km de țărm);
XS2	Imersate în permanență	Elemente de structuri marine;
XS3	Zone de variație a nivelului apei mării, zone supuse stropirii sau ceții	Elemente de structuri marine;
5. Atac din îngheț-dezgheț cu sau fără agenți de dezghețare		
Când betonul este supus la un atac semnificativ datorat ciclurilor de îngheț-dezgheț, atunci când este umed, clasele de expunere sunt următoarele:		
XF1	Saturație moderată cu apă fără agenți de dezghețare	Suprafețe verticale ale betonului expuse la ploaie și la îngheț;
XF2	Saturație moderată cu apă cu agenți de dezghețare	Suprafețe verticale ale betonului din lucrări rutiere expuse la îngheț și curenților de aer ce vehiculează agenți de dezghetare;
XF3	Saturație puternică cu apă, fără agenți de dezghețare	Suprafețe orizontale ale betonului expuse la ploaie și la îngheț;
XF4	Saturație puternică cu apă, cu agenți de dezghețare sau apă de mare	Șosele și tabliere de pod expuse la agenți de dezghețare;

		Suprafețe verticale ale betonului expuse la îngheț și supuse direct stropirii cu agenți de dezghețare; Zonele structurilor marine expuse la îngheț și supuse stropirii cu agenți de dezghețare.

6. Atac chimic

Când betonul este expus la atac chimic, care survine din soluri naturale, ape de suprafață și ape subterane, clasificarea se face după cum indică în *tabelul 2*. Clasificarea apelor de mare depinde de localizarea geografică, în consecință se aplică clasificarea valabilă pe locul de utilizare a betonului.

NOTA: *Un studiu special, poate fi necesar pentru determinarea clasei de expunere adecvate în medii înconjurătoare, în situațiile următoare:*

- *Nu se încadrează în limitele din tabelul 2;*
- *Conține alte substanțe chimice agresive;*
- *Sol sau apă poluată chimic;*
- *Prezintă o viteza ridicată a apei de scurgere, în combinație cu anumite substanțe chimice din tabelul 2.*

XA1	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică slabă, conf. tabelului 2;	
XA2	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică moderată, conf. tab. 2;	
XA3	Mediu înconjurător cu agresivitate chimică intensă, conf. tabelului 2;	

7. Solicitarea mecanică a betonului prin uzură

Dacă betonul este supus unor solicitări mecanice care produc uzura acestuia, atunci acest tip de expunere poate fi clasificat după cum urmează:

XM1	Solicitare moderată de uzură	Elemente din incinte industriale supuse la circulația vehiculelor echipate cu anvelope;
XM2	Solicitare intensă de uzură	Elemente din incinte industriale supuse la circulația stivuitoarelor cu anvelope sau bandaje de cauciuc;
XM3	Solicitare foarte intensă de uzură	Elemente din incinte industriale supuse la circulația stivuitoarelor echipate cu bandaje de elastomeri/metalice sau mașini cu șenile.

ANEXA VI – DIMENSIUNILE MINIME ALE ELEMENTELOR ŞI ACOPERIRILE DE BETON ALE ARMĂTURILOR ÎN FUNCŢIE DE REZISTENŢA LA FOC

Tab. A.VI.1 – Dimensiunile şi distanţele minime din axul armăturilor la faţa betonului pentru grinzi continue din beton armat sau precomprimat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime (mm)						
	Combinații posibile de a și b_{min}, a este distanța medie din axul armăturii la fața elementului și b_{min} este lățimea grinzii				Grosimea inimii b_w		
					Clasa WA	Clasa WB	Clasa WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min}=80 a=15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min}=120 a=25	200 12*			100	80	100
R90	b_{min}=150 a=35	250 25			110	100	100
R120	b_{min}=200 a=45	300 35	450 35	500 35	130	120	120
R180	b_{min}=240 a=60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R240	b_{min}=280 a=75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd}=a+10 (a se vedea nota de mai jos)							

Pentru grinzile de beton precomprimat se ia în considerare mărirea distanței din axul armăturii la fața elementului conform 5.2(5)

a_{sd} este dinstața din axul armăturilor până la peretele lateral al grinzii pentru armătura de pe colț (cablu sau sârmă) în cazul în care grinzile au un singur rând de armături inferioare. Pentru valori b_{min} superioare celor indicate în coloana 4, nu este necesară nici o mărire a valorii a_{sd}.

**Acoperirea cerută de EN1992-1-1 este în mod normal determinată.*

Tab. A.VI.2 – Dimensiunile şi distanţele minime din axul armăturilor la faţa betonului pentru plăci din beton armat

Rezistenţa la foc standard	Dimensiuni minime (mm)			
	Grosimea plăcii h_s (mm)	Distanţele minime a din axul armăturilor la faţa inferioară a plăcii		
		Rezemare pe două laturi	Rezemare pe patru laturi	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 \leq l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x şi l_y sunt deschiderile unei plăci rezemată pe patru laturi (în unghi drept), l_y este deshiderea cea mare.

La plăcile din beton precomprimat se măreşte disntaţa minimă din axul armăturilor la faţa inferioară a plăcii conform 5.2.(5).

Distanţele minime a din axul armăturilor la faţa interioară a plăcii indicată în coloanele 4 şi 5 pentru plăci rezemate pe patru laturi, dacă nu este cazul ele vor fi tratate ca plăci rezemate pe două laturi.

**Acoperirea cerută de EN1992-1-1 este în mod normal determinată.*

Tab. A.VI.3 – Dimensiunile şi distanţele minime dintre axa armăturii şi suprafaţă pentru stâlpi de secţiune rectangulară sau cilindrică

Rezistenţa la foc standard	Dimensiuni minime (mm) Latura stâlpilor b_{min}/ distanţa axa-suprafaţă *a* pentru barele principale			
	Stâlp expus pe mai mult de o latură			Stâlp expus pe o singură latură
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	*200/25*	*20025*	*200/32* *300/27*	*155/25*
R 60	*200/25*	*200/36* *300/31*	*250/46* *350/40*	*155/25*
R 90	*200/31* *300/25*	*300/45* *400/38*	*350/53* *450/40***	*155/25*
R 120	*250/40* *350/35*	*350/45*** *450/40***	*350/57*** *450/51***	*175/35*
R 180	*350/45***	*350/63***	*450/70***	*230/55*
R 240	*350/61***	*450/75***	-	*295/70*

***Minimum 8 bare*
Pentru stâlpi de beton precomprimat, se convine să se noteze creşterea distanţei dintre axa şi suprafaţă după 4.2.2.(4).

Tab. A.VI.4 – Dimensiunile şi distanţele minime dintre axa armăturii şi suprafaţă pentru pereţi portanţi din beton armat

Rezistența la foc standard	Dimensiuni minime (mm) Grosimea peretelui/distanța dintre axă și suprafață expusă			
	$\mu_{fi} = 0.35$		$\mu_{fi} = 0.7$	
	Perete expus pe o față	Perete expus pe două fețe	Perete expus pe o față	Perete expus pe două fețe
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

**Acoperirea cerută de EN 1992-1-1 în mod normal se determină*
***NOTĂ:** Pentru definiția lui μ_{fi}, a se vedea 5.3.2 (3).*

ANEXA VII – VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURII

Tab. A.VII.1 – Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri din beton

Tipul de structură	**Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura din beton armat**	
	Componente nestructurale care contribuie semnficativ la rigiditatea de ansamblu a structurii la acțiuni orizontale	**Componentele nestructurale care nu contribuie semnificativ la rigiditatea de ansamblu a structurii la acțiuni orizontale**
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	E_cI_g	$0,5\ E_cI_g$
Structuri cu pereți	$0,5\ E_cI_g$	
E_c – Modulul de elasticitate al betonului *I_g – Momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton*		

Tab. A.VII.2 – Valori admisibile ale deplasărilor relative de nivel pentru starea limită de serviciu

Tipul clădirii, în funcție de natura componentelor nestructurale:	$d_{r,a}^{SLS}$
a) Clădiri cu componente nestructurale care pot avea degradări semnificative ca urmare a deformațiilor orizontale ale structurii	0,005 h
b) Clădiri fără pereți nestruturali de compartimentare și închidere	0,01 h
c) Clădiri care nu sunt de tipul a) sau b)	0,0075 h
h – înălțimea de nivel	
NOTA 1: Pentru clădirile cu pereți nestructurali de zidărie valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel este 0,005h. Se exclud din această categorie clădirile la care pereții nestructurali de zidărie sunt în contact direct cu elementele structurale pe o singură latură și sunt separați de restul elementelor structurale adiacente prin rosturi suficient de mari pentru a preveni contactul la incidența cutremurului asociat SLS. *NOTA 2: Pentru clădirile cu fațade cortină, agățate de structură, și alte componente nestructurale care, prin natura sistemului constructiv propriu, inclusiv a prindelor de structură, pot urmări deformațiile orizontale ale structurii fără a suferi degradări semnificative, valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel este 0,0075h.* *NOTA 3: În interpretarea prevederilor din tabelul E.2., prinderile sunt parte a componentelor nestructurale.*	

Exemple de situaţii privind alegerea valorii modulului de elasticitate şi a deformatiei admisibile pentru structuri în cadre din beton armat:

1. **Pereţi nestructurali din zidărie în contact cu structura de rezistenţă la toate nivelurile clădiri**

În situaţia în care pereţii nestructurali din zidărie sunt realizaţi de la nivelul de încastrare până la ultimul nivel al clădirii (situaţie des întâlnită la clădirile de locuit) se poate utiliza valoarea întreagă a modulului de elasticitate E_cI_g însă valoarea admisibilă a driftului va fi egală cu ***0,005h***.

2. **Pereti nestructurali din zidărie la toate nivelurile cu excepţia parterului sau a oricărui alt nivel;**

În situaţia în care la nivelurile superioare compartimentarile interioare şi/sau exterioare sunt realizate din pereţi nestructurali din zidărie (*Ex. destinaţie de locuinţe*), însă la parter nu este dispusă (*Ex.:destinaţie de spaţiu comercial*), se impune decuplarea zidăriei de stâlpi şi grinda de la partea superioară a peretelui. Acest lucru se face prin realizarea unui rost din materiale deformabile (chit plastic, polistiren, amestec de mortar cu polistiren, etc.) între structura de rezistenţă şi peretele de zidărie. În acest caz zidărie se va ancora de stâlpii din beton armat la un pas de două asize sau la maxim 50 cm cu armături dispuse în rosturile orizontale. Valoarea admisibilă a driftului poate fi luată ***0,0075h***, iar valoarea modului de elasticitate se va lua egală cu $0,5E_cI_g$.

În situaţia în care zidăria de la nivelurile superioare nu se decuplează de structura de rezistenţă, structura se transformă în pendul invers, fiind necesară utilizare factorului de comportare aferent şi luarea în calcul a efectului defavorabil dat de intereacţiunea pereţilor cu structura. Această situaţie trebuie evitată deoarece stâlpii de la parter vor fi foarte solicitaţi.

3. **Închideri exterioare din pereţi vitraţi**

În situaţia în care închiderile exterioare sunt realizate din pereţi vitraţi iar la interior nu sunt pereţi nestructurali din zidărie care să interacţioneze cu structura se va alege o valoare a dritului egală cu ***0,0075h***, iar valoarea modulului de elasticitate se va lua egală cu $0,5E_cI_g$.

4. **Închideri exterioare din pereţi vitraţi şi compartimentări interioare din pereţi nestructurali din zidărie în contact cu structura**

În situaţia în care închiderile exterioare sunt realizate din pereţi vitraţi iar la interior sunt pereţi nestructurali de zidărie care interacţionează cu structura se va alege o valoare a dritului egală cu ***0,005h***, iar valoarea modulului de elasticitate se va lua egală cu E_cI_g.

5. **Închideri exterioare din pereţi vitraţi şi compartimentări interioare din pereţi nestructurali din zidărie decuplaţi de structură**

În situaţia în care închiderile exterioare sunt realizate din pereţi vitraţi iar la interior sunt pereţi de zidărie care nu interacţionează cu structura se va alege o valoare a dritului egală cu ***0,0075h*** iar valoarea modulului de elasticitate se va lua egală cu $0,5E_cI_g$. Pereţii din zidărie decuplaţi de structura se vor ancora de structura de rezistenţă conform specificaţiilor de la punctul 2.

6. **Clădiri fără pereţi nestructurali de compoartimentare şi închidere**

Clădirile rezidenţiale nu se încadrează în aceasta categorie. Exemple de clădiri care se pot încadra în această categorie pot fi parcările supraterane. Valoarea dritului se va lua egală cu ***0,01h*** iar valoarea modulului de elasticitate se va lua egală cu $0,5E_cI_g$.

ANEXA VIII – VALORI RECOMANDATE PENTRU FACTORI DE GRUPARE (COMBINARE) A ACŢIUNILOR VARIABILE LA CLĂDIRI ŞI STRUCTURI CONFORM CR 0-2012

Tab. A.VIII.1 – Valori recomandate pentru factori de grupare (combinare) a acţiunilor variabile la clădiri şi structuri, conform CR 0-2012

Acţiunea	Factori de grupare		
Acţiuni din exploatare provenind din funcţiunea clădirii	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Rezidenţială	0,7	0,5	0,3
Birouri	0,7	0,5	0,3
Întrunire/Adunare	0,7	0,7	0,6
Spaţii comerciale	0,7	0,7	0,6
Spaţii de depozitare	1,0	0,9	0,8
Acoperişuri	0,7	0	0
Acţiuni din trafic			
Greutatea vehiculelor < 30kN	0,7	0,7	0,6
Greutatea vehiculelor 30 ÷ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Acţiuni din zăpadă	0,7	0,5	0,4
Acţiuni din vânt	0,7	0,2	0
Acţiuni din variaţii de temperatură	0,6	0,5	0

Tab. A.VIII.2– Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru combinarea acţiunilor în verificările la stări limită ultime

Starea limită ultimă	Acţiuni permanente		Acţiuni temporare
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q,1}$ *sau* $\gamma_{Q,i}$
EQU	1,1	0,9	1,5
STR	1,35	1,1	1,5
GEO	1,0	1,0	1,35

Tab. A.VIII.3 – Valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru combinarea acţiunilor în verificările la stări limită de serviciu

Combinaţia de acţiuni	Acţiuni permanente		Acţiuni variabile	
	Cu efecte nefavorabile asupra siguranţei	Cu efecte favorabile asupra siguranţei	Acţiunea principală sau predominantă	Alte acţiuni
	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$Q_{k,i}$ $i \geq 2$
Caracteristică	1,0	1,0	1,0	$\Psi_{0,i} \cdot 1,0$
Frecventă			$\Psi_{1,1} \cdot 1,0$	$\Psi_{2,i} \cdot 1,0$
Cvasi-permanentă			$\Psi_{2,1} \cdot 1,0$	

Tab. A.VIII.4 – Stari limită ultime de pierdere a capacităţii de rezistenţă STR/GEO. Coeficienţi parţiali de siguranţă pentru combinarea (efectelor) acţiunilor în situaţii de proiectare persistente şi tranzitorii (gruparea fundamentală)

Acţiuni caracteristice	**Acţiuni permanente, $G_{k,j}$**		**Acţiunea variabilă predominantă $Q_{k,1}$**	**Alte acţiuni variabile, $Q_{k,i}$**	
	Cu efecte nefavorabile asupra siguranţei $G_{k,sup}$	**Cu efecte favorabile asupra siguranţei $G_{k,inf}$**		**Cea principală (dacă există)**	**Altele $Q_{k,i}$ $i \geq 2$**
Coeficient parţial de siguranţă	$\gamma_{G_{j,sup}}$	$\gamma_{G_{j,inf}}$	$\gamma_{Q,1}$	-	$\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1}$
Valori ale coeficienţilor parţiali	1,35	1,0	1,5	-	$1{,}5 \cdot \psi_{0,1}$

ANEXA IX – VALORILE ACOPERIRILOR MINIME CU BETON

Tab. A.IX.1 – Acoperirea minimă $c_{min,b}$ din condiţii de aderenţă

Cerințe față de aderență	
Dispunerea armăturilor	Acoperire minimă $c_{min,b}$*
Armătură individuală	Diametrul barei
Pachet de armături	Diametru echivalent (Φ_n) (a se vedea 8.9.1)
**Dacă dimensiunea nominală a celei mai mari granule de agregat este mai mare de 32mm, se recomandă să se mărească $c_{min,b}$ cu 5mm.*	

Tab. A.IX.2 – Valori ale acoperirii minime $c_{min,dur}$ cerute de condiţia de durabilitate în cazul armăturilor pentru beton armat conform cu EN 10080

Cerinţa de mediu pentru $c_{min,dur}$ (mm)							
Clasa structurală	**Clasa de expunere conform tabelului A.V.2**						
	X0	**XC1**	**XC2/XC3**	**XC4**	**XD1/XS1**	**XD2/XS2**	**XD3/XS3**
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tab. A. IX.3 – Clasele indicative de rezistenţă

Cerință de mediu pentru $C_{min,dur}$ (mm)								
Clasa Structurală	**Clase de expunere conform tabelului A.V.2**							
	X0	**XC1**	**XC2/XC3**	**XC4**	**XD1/XS1**	**XD2/XS2**	**XD3/XS3**	
Clase indicative de rezistență	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	
Degradări ale betonului								
	Nici un risc	**Atac prin îngheț și dezgheț**			**Atac chimic**			
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3	
Clase de indicative de rezistență	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45	

ANEXA X – TABELE CU ARII DE ARMĂTURĂ

Tabelul X.1 Aria secțiunii transversale și masa barelor din oțel-beton

Tipul oțelului beton			Diametru (mm)	Aria secțiunii transversale pentru *n* bare, în cm²										Masa kg/m
OB37	STNB STPB	PC52 PC60		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
-	3	-	**3**	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	**0,055**
-	3,55	-	**3,55**	0,10	0,20	0,30	0,40	0,49	0,59	0,69	0,79	0,89	0,99	**0,780**
-	4	-	**4**	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26	**0,990**
-	4,5	-	**4,5**	0,16	0,32	0,48	0,64	0,80	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59	**0,125**
-	5	-	**5**	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	**0,154**
-	5,6	-	**5,6**	0,25	0,49	0,74	0,99	1,23	1,48	1,72	1,97	2,22	2,46	**0,193**
6	6	6	**6**	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	**0,222**
7	-	7	**7**	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	**0,302**
-	7,1	-	**7,1**	0,40	0,79	1,19	1,58	1,98	2,38	2,77	3,17	3,56	3,96	**0,311**
8	8	8	**8**	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	**0,395**
-	9	-	**9**	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73	6,36	**0,499**
10	10	10	**10**	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	**0,617**
12	-	12	**12**	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	**0,888**
14	-	14	**14**	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	**1,210**
16	-	16	**16**	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	**1,580**
18	-	18	**18**	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	**1,990**
20	-	20	**20**	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	**2,460**
22	-	22	**22**	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	**2,980**
25	-	25	**25**	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	**3,850**
28	-	28	**28**	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	**4,800**
32	-	32	**32**	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	**6,310**
36	-	36	**36**	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79	**7,990**
40	-	40	**40**	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	**9,870**

Tabelul X.2 Aria secțiunii transversale a barelor distribuite uniform pe un metru lățime de suprafață, în cm^2

Distanța dintre bare	Diametrul barelor (mm)									
	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20
7,5	2,62	3,77	5,13	6,70	10,47	15,08	20,53	26,81	33,93	41,89
8,0	2,45	3,53	4,81	6,28	9,82	14,14	19,24	25,13	31,81	39,27
8,5	2,31	3,33	4,53	5,91	9,24	13,31	18,11	23,65	29,94	36,96
9,0	2,18	3,14	4,28	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	28,27	34,91
9,5	2,07	2,98	4,05	5,29	8,27	11,90	16,20	21,16	26,79	33,07
10,0	1,96	2,83	3,85	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42
10,5	1,87	2,69	3,67	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	24,24	29,92
11,0	1,78	2,57	3,50	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	23,13	28,56
11,5	1,71	2,46	3,35	4,37	6,83	9,83	13,39	17,48	22,13	27,32
12,0	1,64	2,36	3,21	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	21,21	26,18
12,5	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	20,36	25,13
13,0	1,51	2,17	2,96	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	19,57	24,17
13,5	1,45	2,09	2,85	3,72	5,82	8,38	11,40	14,89	18,85	23,27
14,0	1,40	2,02	2,75	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	18,18	22,44
14,5	1,35	1,95	2,65	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	17,55	21,67
15,0	1,31	1,88	2,57	3,35	5,24	7,54	10,26	13,40	16,96	20,94
15,5	1,27	1,82	2,48	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	16,42	20,27
16,0	1,23	1,77	2,41	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	15,90	19,63
16,5	1,19	1,71	2,33	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	15,42	19,04
17,0	1,15	1,66	2,26	2,96	4,62	6,65	9,06	11,83	14,97	18,48
17,5	1,12	1,62	2,20	2,87	4,49	6,46	8,80	11,49	14,54	17,95
18,0	1,09	1,57	2,14	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	14,14	17,45
18,5	1,06	1,53	2,08	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	13,76	16,98
19,0	1,03	1,49	2,03	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	13,39	16,53
19,5	1,01	1,45	1,97	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	13,05	16,11
20,0	0,98	1,41	1,92	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	12,72	15,71
22,5	0,87	1,26	1,71	2,23	3,49	5,03	6,84	8,94	11,31	13,96
25,0	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,57
30,0	0,65	0,94	1,28	1,68	2,62	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47

Tabelul X.3 Caracteristicile plaselor sudate tipizate de serie mare STNB

Indicativ	Plase cu ochiuri pătrate						
	Distanțe (mm)		Diametre (mm)		Aria secțiunii (cm^2/m)		Greutatea aproximativă kg/m^2 de plasă
	Barele longit., l_l	Barele transv., l_t	Barele longit., d_l	Barele transv., d_t	Barele longit.	Barele transv.	
101 GQ 63	200	200	4	4	0,63	0,63	**0,99**
102 GQ 71	100	100	3	3	0,71	0,71	**1,10**
103 GQ 84	150	150	4	4	0,84	0,84	**1,32**
104 GQ 98	200	200	5	5	0,98	0,98	**1,26**
105 GQ 106	150	150	4,5	4,5	1,06	1,06	**1,66**
106 GQ 126	100	100	4	4	1,26	1,26	**1,98**
107 GQ 131	150	150	5	4	1,31	0,84	**1,69**
108 GQ 159	100	100	4,5	4	1,59	1,26	**2,24**
109 GQ 159	100	100	4,5	4,5	1,59	1,59	**2,50**
110 GQ 196	100	100	5	4	1,96	1,26	**2,53**
111 GQ 196	100	100	5	5	1,96	1,96	**3,08**
112 GQ 246	100	100	5,6	4	2,46	1,26	**2,92**
113 GQ 246	100	100	5,6	5,6	2,46	2,46	**3,86**
114 GQ 283	100	100	6	4	2,83	1,26	**3,21**
115 GQ 283	100	100	6	5	2,83	1,96	**3,76**
116 GQ 283	100	100	6	6	2,83	2,83	**4,44**
117 GQ 332	100	100	6,5	4	3,32	1,26	**3,60**
118 GQ 332	100	100	6,5	6,5	3,32	3,32	**5,21**
119 GQ 348	200	200	10	10	3,93	3,93	**6,16**
120 GQ 396	100	100	7,1	4,5	3,96	1,59	**4,36**
121 GQ 396	100	100	7,1	7,1	3,96	3,96	**6,22**
122 GQ 447	100	100	7,1	8	3,96	5,03	**7,05**
-	150	150	6	6	1,88	1,88	**3,06**
-	200	200	6	6	1,41	1,41	**2,22**
-	100	100	8	8	5,03	5,03	**3,95**
-	150	150	8	8	3,35	3,35	**5,45**
-	200	200	8	8	2,51	2,51	**7,90**
Plase cu ochiuri dreptunghiulare							
123 GR 126	100	200	4	4	1,26	0,63	**1,48**
124 GR 159	100	200	4,5	4	1,59	0,63	**1,74**
125 GR 196	100	200	5	4	1,96	0,63	**2,03**
126 GR 246	100	200	5,6	4	2,46	0,63	**2,43**
127 GR 283	100	200	6	4	2,83	0,63	**2,72**
128 GR 332	100	200	6,5	4	3,32	0,63	**3,13**
129 GR 396	100	200	7,1	4,5	3,96	0,80	**3,74**
130 GR 447	100	200	8	5	5,03	0,98	**4,72**

ANEXA XI – TABELE CU SCHEME DE ARMARE STÂLPI

Tabelul XI.1 Scheme de armare longitudinala stâlpi cu laturile egale

SCHEME DE ARMARE LONGITUDINALĂ STÂLPI CU LATURI EGALE							
$h_c=b_c$ [mm]	$Ø_{sl,\ colt}$ [mm]	$n_{r,int}$ [buc]	$Ø_{sl,\ int}$ [mm]	dist [mm]	A_{sr} [mm^2]	$A_{sr,tot}$ [mm^2]	$p_{ef,\ tot}$ [%]
300	12	1	12	109	339	904	***1,00***
	14	1	12	108	421	1068	***1,19***
	14	1	14	108	462	1231	***1,37***
350	14	1	14	133	462	1231	***1,00***
	14	2	12	89	534	1520	***1,24***
400	16	1	16	157	603	1608	***1,00***
	14	2	14	105	615	1846	***1,15***
450	16	2	14	121	710	2035	***1,00***
	14	3	14	92	769	2462	***1,22***
500	16	3	14	104	864	2650	***1,06***
	18	2	18	137	1017	3052	***1,22***
550	16	3	16	116	1005	3215	***1,06***
	20	2	20	153	1256	3768	***1,25***
600	20	2	20	170	1256	3768	***1,05***
	16	3	18	129	1165	3856	***1,07***
650	20	3	18	140	1391	4308	***1,02***
	22	2	22	186	1520	4559	***1,08***
700	18	4	18	122	1526	5087	***1,04***
	22	3	20	152	1702	5288	***1,08***
750	20	3	22	165	1768	5815	***1,03***
	18	4	20	132	1765	6041	***1,07***
800	25	3	22	176	2121	6522	***1,02***
	22	4	20	142	2016	6544	***1,02***
850	22	4	22	152	2280	7599	***1,05***
	25	3	25	189	2453	7850	***1,09***
900	28	4	22	160	2751	8541	***1,05***
	28	3	25	201	2703	8349	***1,03***
950	25	4	25	171	2944	9813	***1,09***
	22	5	22	143	2660	9119	***1,01***
1000	28	5	22	150	3131	10061	***1,01***
	28	4	25	180	3193	10312	***1,03***

Notă:

Armarea longitudinală propusă respectă condiția din P100-1 5.3.4.2.2 (2):

$$p = 0{,}01 = 1{,}0\%$$

Tabelul XI.2 Scheme de armare transversală stâlpi cu laturile egale (parter)

SCHEME DE ARMARE LONGITUDINALĂ STÂLPI CU LATURI EGALE									DEASUPRA SECȚIUNII TEORETICE DE ÎNCASTRARE (PARTER)							
$h_c=b_c$ [mm]	s [mm]	$Ø_{sl,\ colt}$ [mm]	$n_{r,int}$ [buc]	$Ø_{sl,\ int}$ [mm]	dist [mm]	A_{sr} [mm^2]	$A_{sr,tot}$ [mm^2]	$p_{ef,\ tot}$ [%]	$n_{r,1}$ [buc]	$Ø_{sw,\ 1}$ [mm]	$n_{r,2}$ [buc]	$Ø_{sw,2}$ [mm]	$n_{r,3}$ [buc]	$Ø_{sw,3}$ [mm]	$A_{sw,\ ef}$ [mm^2]	$p_{w,\ tot}$ [%]
300	**100**	12	1	12	109	339	904	***1,00***	2	8	1	8	0	0	*151*	***0,502***
		14	1	12	108	421	1068	***1.19***	2	8	1	8	0	0	*151*	***0,502***
		14	1	14	108	462	1231	***1,37***	2	8	1	8	0	0	*151*	***0,502***
350	**100**	14	1	14	133	462	1231	***1,00***	2	8	1	10	0	0	*179*	***0,511***
		14	2	12	89	534	1520	***1,24***	2	8	2	8	0	0	*201*	***0,574***
400	**100**	16	1	16	157	603	1608	***1,00***	2	10	1	8	0	0	*207*	***0,518***
		14	2	14	105	615	1846	***1,15***	2	8	2	8	0	0	*201*	***0,502***
450	**100**	16	2	14	121	710	2035	***1,00***	2	10	2	8	0	0	*257*	***0,572***
		14	3	14	92	769	2462	***1,22***	2	8	2	8	1	8	*251*	***0,558***
500	**100**	16	3	14	104	864	2650	***1,06***	2	8	2	8	1	8	*251*	***0,502***
		18	2	18	137	1017	3052	***1,22***	2	10	2	8	0	0	*257*	***0,515***
550	**100**	16	3	16	116	1005	3215	***1,06***	2	10	2	8	1	8	*308*	***0,559***
		20	2	20	153	1256	3768	***1,25***	2	10	2	10	0	0	*314*	***0,571***
600	**100**	20	2	20	170	1256	3768	***1,05***	2	10	2	10	0	0	*314*	***0,523***
		16	3	18	129	1165	3856	***1,07***	2	10	2	8	1	8	*308*	***0,513***
650	**100**	20	3	18	140	1391	4308	***1,02***	2	10	2	8	1	10	*336*	***0,517***
		22	2	22	186	1520	4559	***1,08***	2	12	2	10	0	0	*383*	***0,589***
700	**100**	18	4	18	122	1526	5087	***1,04***	2	10	2	8	2	8	*358*	***0,511***
		22	3	20	152	1702	5288	***1,08***	2	10	2	10	1	8	*364*	***0,520***
750	**100**	20	3	22	165	1768	5815	***1,03***	2	10	2	10	1	10	*393*	***0,523***
		18	4	20	132	1765	6041	***1,07***	2	10	2	10	2	8	*414*	***0,553***
800	**100**	25	3	22	176	2121	6522	***1,02***	2	10	2	10	1	12	*427*	***0,534***
		22	4	20	142	2016	6544	***1,02***	2	10	2	10	2	8	*414*	***0,518***

SCHEME DE ARMARE LONGITUDINALĂ STÂLPI CU LATURI EGALE									DEASUPRA SECȚIUNII TEORETICE DE ÎNCASTRARE (PARTER)							
$h_c=b_c$ [mm]	s [mm]	$Ø_{sl,\ colt}$ [mm]	$n_{r,int}$ [buc]	$Ø_{sl,\ int}$ [mm]	dist [mm]	A_{sr} [mm^2]	$A_{sr,tot}$ [mm^2]	$p_{ef,\ tot}$ [%]	$n_{r,1}$ [buc]	$Ø_{sw,\ 1}$ [mm]	$n_{r,2}$ [buc]	$Ø_{sw,2}$ [mm]	$n_{r,3}$ [buc]	$Ø_{sw,3}$ [mm]	$A_{sw,\ ef}$ [mm^2]	$p_{w,\ tot}$ [%]
850	**100**	22	4	22	152	2280	7599	***1,05***	2	10	2	10	2	10	*471*	***0,554***
		25	3	25	189	2453	7850	***1,09***	2	10	2	10	1	12	*427*	***0,502***
900	**100**	28	4	22	160	2751	8541	***1,05***	2	10	2	10	2	10	*471*	***0,523***
		28	3	25	201	2703	8349	***1,03***	2	12	2	10	1	10	*462*	***0,513***
950	**100**	25	4	25	171	2944	9813	***1,09***	2	12	2	10	2	8	*484*	***0,509***
		22	5	22	143	2660	9119	***1,01***	2	10	2	8	3	10	*493*	***0,519***
1000	**100**	28	5	22	150	3131	10061	***1,01***	2	10	2	10	3	10	*550*	***0,550***
		28	4	25	180	3193	10312	***1,03***	2	12	2	10	2	10	*540*	***0,540***

Notă:

Armarea transversală propusă respectă condiția din P100-1 5.3.4.2.2 (8):

$$p_{w,min} = 0{,}005 = 0{,}5\%$$

Tabelul XI.3 Scheme de armare transversală stâlpi cu laturile egale (etaj)

SCHEME DE ARMARE LONGITUDINALĂ STÂLPI CU LATURI EGALE									PESTE SECȚIUNEA TEORETICĂ DE ÎNCASTRARE (ETAJE)							
$h_c=b_c$ [mm]	s [mm]	$Ø_{sl,colt}$ [mm]	$n_{r,int}$ [buc]	$Ø_{sl,int}$ [mm]	dist [mm]	A_{sr} [mm²]	$A_{sr,tot}$ [mm²]	$p_{ef,tot}$ [%]	$n_{r,1}$ [buc]	$Ø_{sw,1}$ [mm]	$n_{r,2}$ [buc]	$Ø_{sw,2}$ [mm]	$n_{r,3}$ [buc]	$Ø_{sw,3}$ [mm]	$A_{sw,ef}$ [mm²]	$p_{w,tot}$ [%]
300	100	12	1	12	109	339	904	*1,00*	2	6	1	8	0	0	*107*	*0,356*
		14	1	12	108	421	1068	*1,19*	2	8	1	6	0	0	*129*	*0,429*
		14	1	14	108	462	1231	*1,37*	2	8	1	8	0	0	*151*	*0,502*
350	100	14	1	14	133	462	1231	*1,00*	2	8	1	6	0	0	*129*	*0,368*
		14	2	12	89	534	1520	*1,24*	2	8	2	6	0	0	*157*	*0,449*
400	100	16	1	16	157	603	1608	*1,00*	2	8	1	8	0	0	*151*	*0,377*
		14	2	14	105	615	1846	*1,15*	2	8	2	6	0	0	*157*	*0,393*
450	100	16	2	14	121	710	2035	*1,00*	2	8	2	8	0	0	*201*	*0,447*
		14	3	14	92	769	2462	*1,22*	2	8	2	6	1	6	*185*	*0,412*
500	100	16	3	14	104	864	2650	*1,06*	2	8	2	6	1	6	*185*	*0,371*
		18	2	18	137	1017	3052	*1,22*	2	8	2	8	0	0	*201*	*0,402*
550	100	16	3	16	116	1005	3215	*1,06*	2	8	2	6	1	8	*207*	*0,377*
		20	2	20	153	1256	3768	*1,25*	2	8	2	8	0	0	*201*	*0,365*
600	100	20	2	20	170	1256	3768	*1,05*	2	10	2	8	0	0	*257*	*0,429*
		16	3	18	129	1165	3856	*1,07*	2	8	2	8	1	6	*229*	*0,382*
650	100	20	3	18	140	1391	4308	*1,02*	2	8	2	8	1	6	*229*	*0,353*
		22	2	22	186	1520	4559	*1,08*	2	10	2	8	0	0	*257*	*0,396*
700	100	18	4	18	122	1526	5087	*1,04*	2	8	2	8	2	6	*257*	*0,368*
		22	3	20	152	1702	5288	*1,08*	2	8	2	8	1	8	*251*	*0,359*
750	100	20	3	22	165	1768	5815	*1,03*	2	8	2	8	1	10	*279*	*0,373*
		18	4	20	132	1765	6041	*1,07*	2	8	2	8	2	8	*301*	*0,402*
800	100	25	3	22	176	2121	6522	*1,02*	2	10	2	8	1	8	*308*	*0,385*
		22	4	20	142	2016	6544	*1,02*	2	8	2	8	2	8	*301*	*0,377*

SCHEME DE ARMARE LONGITUDINALĂ STÂLPI CU LATURI EGALE									PESTE SECȚIUNEA TEORETICĂ DE ÎNCASTRARE (ETAJE)							
$h_c=b_c$ [mm]	s [mm]	$Ø_{sl,\ colt}$ [mm]	$n_{r,int}$ [buc]	$Ø_{sl,\ int}$ [mm]	dist [mm]	A_{sr} [mm^2]	$A_{sr,tot}$ [mm^2]	$p_{ef,\ tot}$ [%]	$n_{r,1}$ [buc]	$Ø_{sw,\ 1}$ [mm]	$n_{r,2}$ [buc]	$Ø_{sw,2}$ [mm]	$n_{r,3}$ [buc]	$Ø_{sw,3}$ [mm]	$A_{sw,\ ef}$ [mm^2]	$p_{w,\ tot}$ [%]
850	**100**	22	4	22	152	2280	7599	***1,05***	2	8	2	8	2	8	*301*	***0,355***
		25	3	25	189	2453	7850	***1,09***	2	10	2	8	1	8	*308*	***0,362***
900	**100**	28	4	22	160	2751	8541	***1,05***	2	10	2	8	2	8	*358*	***0,398***
		28	3	25	201	2703	8349	***1,03***	2	10	2	8	1	10	*336*	***0,373***
950	**100**	25	4	25	171	2944	9813	***1,09***	2	10	2	8	2	8	*358*	***0,377***
		22	5	22	143	2660	9119	***1,01***	2	8	2	8	3	8	*352*	***0,370***
1000	**100**	28	5	22	150	3131	10061	***1,01***	2	8	2	8	3	8	*352*	***0,352***
		28	4	25	180	3193	10312	***1,03***	2	10	2	8	2	8	*358*	***0,358***

Notă:

Armarea transversală propusă respectă condiția din P100-1 5.3.4.2.2 (9):

$$p_{w,min} = 0{,}0035 = 0{,}35\%$$

ANEXA XII – TABELE CU EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI

Tabelul XII.1 Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton (v_d = 0,45)

EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI (v_d = 0,45)															
SECŢIUNE		C 20/25		C 25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60	
h_c=b_c [mm]	v_d	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]
300			540		675		810		945		*1080*		*1215*		*1350*
350			735		919		1103		1286		*1470*		*1654*		*1838*
400			960		1200		1440		1680		*1920*		*2160*		*2400*
450			1215		1519		1823		2126		*2430*		*2734*		*3038*
500			1500		1875		2250		2625		*3000*		*3375*		*3750*
550			1815		2269		2723		3176		*3630*		*4084*		*4538*
600			2160		2700		3240		3780		*4320*		*4860*		*5400*
650	0,45	13,33	2535	16,67	3169	20	3803	23,33	4436	26,67	*5070*	*30*	*5704*	*33*	*6338*
700			2940		3675		4410		5145		*5880*		*6615*		*7350*
750			3375		4219		5063		5906		*6750*		*7594*		*8438*
800			3840		4800		5760		6720		*7680*		*8640*		*9600*
850			4335		5419		6503		7586		*8670*		*9754*		*10838*
900			4860		6075		7290		8505		*9720*		*10935*		*12150*
950			5415		6769		8123		9476		*10830*		*12184*		*13538*
1000			6000		7500		9000		10500		*12000*		*13500*		*15000*

Tabelul XII.2 Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton (v_d = 0,55)

EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI (v_d = 0,55)															
SECŢIUNE		**C 20/25**		**C 25/30**		**C30/37**		**C35/45**		**C40/50**		**C45/55**		**C50/60**	
h_c=b_c [mm]	**v_d**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**	**f_{cd} [N/mm²]**	**$N_{Ed,max}$ [kN]**
300			**660**		**825**		**990**		**1155**		*1320*		*1485*		*1650*
350			**898**		**1123**		**1348**		**1572**		*1797*		*2021*		*2246*
400			**1173**		**1467**		**1760**		**2053**		*2347*		*2640*		*2933*
450			**1485**		**1856**		**2228**		**2599**		*2970*		*3341*		*3713*
500			**1833**		**2292**		**2750**		**3208**		*3667*		*4125*		*4583*
550			**2218**		**2773**		**3328**		**3882**		*4437*		*4991*		*5546*
600			**2640**		**3300**		**3960**		**4620**		*5280*		*5940*		*6600*
650	**0,55**	13,33	**3098**	16,67	**3873**	20	**4648**	23,33	**5422**	26,67	*6197*	*30*	*6971*	*33*	*7746*
700			**3593**		**4492**		**5390**		**6288**		*7187*		*8085*		*8983*
750			**4125**		**5156**		**6188**		**7219**		*8250*		*9281*		*10313*
800			**4693**		**5867**		**7040**		**8213**		*9387*		*10560*		*11733*
850			**5298**		**6623**		**7948**		**9272**		*10597*		*11921*		*13246*
900			**5940**		**7425**		**8910**		**10395**		*11880*		*13365*		*14850*
950			**6618**		**8273**		**9928**		**11582**		*13237*		*14891*		*16546*
1000			**7333**		**9167**		**11000**		**12833**		*14667*		*16500*		*18333*

Tabelul XII.3 Eforturi axiale maxime în stâlpi pentru diferite secţiuni şi clase de beton (v_d = 0,70)

EFORTURI AXIALE MAXIME ÎN STÂLPI (v_d = 0,70)															
SECŢIUNE		C 20/25		C 25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60	
h_c=b_c [mm]	v_d	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]	f_{cd} [N/mm²]	$N_{Ed,max}$ [kN]
300			840		1050		1260		1470		*1680*		*1890*		*2100*
350			1143		1429		1715		2001		*2287*		*2573*		*2858*
400			1493		1867		2240		2613		*2987*		*3360*		*3733*
450			1890		2363		2835		3308		*3780*		*4253*		*4725*
500			2333		2917		3500		4083		*4667*		*5250*		*5833*
550			2823		3529		4235		4941		*5647*		*6353*		*7058*
600			3360		4200		5040		5880		*6720*		*7560*		*8400*
650	0,70	13,33	3943	16,67	4929	20	5915	23,33	6901	26,67	*7887*	*30*	*8873*	*33*	*9858*
700			4573		5717		6860		8003		*9147*		*10290*		*11433*
750			5250		6563		7875		9188		*10500*		*11813*		*13125*
800			5973		7467		8960		10453		*11947*		*13440*		*14933*
850			6743		8429		10115		11801		*13487*		*15173*		*16858*
900			7560		9450		11340		13230		*15120*		*17010*		*18900*
950			8423		10529		12635		14741		*16847*		*18953*		*21058*
1000			9333		11667		14000		16333		*18667*		*21000*		*23333*

ANEXA XIII – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI

Tabelul XIII.1 Lungimi de ancoraj pentru armături din plăci ancorate în beton de clasă C20/25

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 20/25	*6*	1,00	435	BUNE	1,00	1	2,25	100	290	1,00	***290***
	8							116	387		***387***
	10							145	483		***483***
	12							174	580		***580***
	14							203	677		***677***
	16							232	773		***773***
	18							261	870		***870***
	20							290	967		***967***
	22							319	1063		***1063***
	25							363	1208		***1208***

Tabelul XIII.2 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C25/30

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 25/30	*6*	1,20	435	BUNE	1,00	1	2,70	100	242	1,00	***242***
	8							100	322		***322***
	10							121	403		***403***
	12							145	483		***483***
	14							169	564		***564***
	16							193	644		***644***
	18							218	725		***725***
	20							242	806		***806***
	22							266	886		***886***
	25							302	1007		***1007***

Tabelul XIII.3 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C30/37

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 30/37	*6*	1,33	435	BUNE	1,00	1	3,00	100	218	1,00	***218***
	8							100	290		***290***
	10							109	363		***363***
	12							131	435		***435***
	14							152	508		***508***
	16							174	580		***580***
	18							196	653		***653***
	20							218	725		***725***
	22							239	798		***798***
	25							272	906		***906***

Tabelul XIII.4 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C35/45

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 35/45	*6*	1,47	435	BUNE	1,00	1	3,30	100	198	1,00	*198*
	8							100	264		*264*
	10							100	330		*330*
	12							120	395		*395*
	14							140	461		*461*
	16							160	527		*527*
	18							180	593		*593*
	20							200	659		*659*
	22							220	725		*725*
	25							250	824		*824*

Tabelul XIII.5 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C40/50

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 40/50	*6*	1,67	435	BUNE	1,00	1	3,75	100	174	1,00	*174*
	8							100	232		*232*
	10							100	290		*290*
	12							120	348		*348*
	14							140	406		*406*
	16							160	464		*464*
	18							180	522		*522*
	20							200	580		*580*
	22							220	638		*638*
	25							250	725		*725*

Tabelul XIII.6 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C45/55

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 45/55	*6*	1,80	435	BUNE	1,00	1	4,05	100	161	1,00	*161*
	8							100	215		*215*
	10							100	269		*269*
	12							120	322		*322*
	14							140	376		*376*
	16							160	430		*430*
	18							180	483		*483*
	20							200	537		*537*
	22							220	591		*591*
	25							250	671		*671*

Tabelul XIII.7 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale din plăci ancorate în beton de clasă C50/60

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN PLĂCI (h ≤ 250 mm)											
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ *[mm]*
C 50/60	*6*	1,93	435	BUNE	1,00	1	4,35	100	150	1,00	*150*
	8							100	200		*200*
	10							100	250		*250*
	12							120	300		*300*
	14							140	350		*350*
	16							160	400		*400*
	18							180	450		*450*
	20							200	500		*500*
	22							220	550		*550*
	25							250	625		*625*

ANEXA XIV – LUNGIMI DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI

Tabelul XIV.1 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C20/25)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\,P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 20/25	*14*	1,00	435	BUNE	1,00	1	2,25	203	677	>50	1,50	***1015***
	16					1	2,25	232	773		1,50	***1160***
	18					1	2,25	261	870		1,50	***1305***
	20					1	2,25	290	967		1,50	***1450***
	22					1	2,25	319	1063		1,50	***1595***
	25					1	2,25	363	1208		1,50	***1813***
	28					1	2,25	406	1353		1,50	***2030***
	32					1	2,25	464	1547		1,50	***2320***
	36					0,96	2,16	544	1813		1,50	***2719***
	40					0,92	2,07	630	2101		1,50	***3152***

Tabelul XIV.2 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C25/30)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\,P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 25/30	*14*	1,20	435	BUNE	1,00	1	2,70	169	564	>50	1,50	***846***
	16					1	2,70	193	644		1,50	***967***
	18					1	2,70	218	725		1,50	***1088***
	20					1	2,70	242	806		1,50	***1208***
	22					1	2,70	266	886		1,50	***1329***
	25					1	2,70	302	1007		1,50	***1510***
	28					1	2,70	338	1128		1,50	***1692***
	32					1	2,70	387	1289		1,50	***1933***
	36					0,96	2,59	453	1510		1,50	***2266***
	40					0,92	2,48	525	1751		1,50	***2627***

Tabelul XIV.3 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C30/37)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\,P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 30/37	*14*	1,33	435	BUNE	1,00	1	3,00	152	508	>50	1,50	***761***
	16					1	3,00	174	580		1,50	***870***
	18					1	3,00	196	653		1,50	***979***
	20					1	3,00	218	725		1,50	***1088***
	22					1	3,00	239	798		1,50	***1196***
	25					1	3,00	272	906		1,50	***1359***
	28					1	3,00	305	1015		1,50	***1523***
	32					1	3,00	348	1160		1,50	***1740***
	36					0,96	2,88	408	1359		1,50	***2039***
	40					0,92	2,76	473	1576		1,50	***2364***

Tabelul XIV.4 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C35/45)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\,P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 35/45	*14*	1,47	435	BUNE	1,00	1	3,30	140	461	>50	1,50	***692***
	16					1	3,30	160	527		1,50	***791***
	18					1	3,30	180	593		1,50	***890***
	20					1	3,30	200	659		1,50	***989***
	22					1	3,30	220	725		1,50	***1088***
	25					1	3,30	250	824		1,50	***1236***
	28					1	3,30	280	923		1,50	***1384***
	32					1	3,30	320	1055		1,50	***1582***
	36					0,96	3,17	371	1236		1,50	***1854***
	40					0,92	3,04	430	1433		1,50	***2149***

Tabelul XIV.5 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C40/50)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\,P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 40/50	*14*	1,67	435	BUNE	1,00	1	3,75	140	406	>50	1,50	***609***
	16					1	3,75	160	464		1,50	***696***
	18					1	3,75	180	522		1,50	***783***
	20					1	3,75	200	580		1,50	***870***
	22					1	3,75	220	638		1,50	***957***
	25					1	3,75	250	725		1,50	***1088***
	28					1	3,75	280	812		1,50	***1218***
	32					1	3,75	320	928		1,50	***1392***
	36					0,96	3,60	360	1088		1,50	***1631***
	40					0,92	3,45	400	1261		1,50	***1891***

Tabelul XIV.6 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C45/55)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 45/55	*14*	1,80	435	BUNE	1,00	1	4,05	140	376	>50	1,50	*564*
	16					1	4,05	160	430		1,50	*644*
	18					1	4,05	180	483		1,50	*725*
	20					1	4,05	200	537		1,50	*806*
	22					1	4,05	220	591		1,50	*886*
	25					1	4,05	250	671		1,50	*1007*
	28					1	4,05	280	752		1,50	*1128*
	32					1	4,05	320	859		1,50	*1289*
	36					0,96	3,89	360	1007		1,50	*1510*
	40					0,92	3,73	400	1167		1,50	*1751*

Tabelul XIV.7 Lungimi de suprapunere pentru armăturile longitudinale din stâlpi (clasă beton stâlp C50/60)

LUNGIME DE SUPRAPUNERE PENTRU ARMĂTURI LONGITUDINALE DIN STÂLPI												
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	% BARELOR SUPRAPUSE	α_6	$l_{0\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 50/60	*14*	1,93	435	BUNE	1,00	1	4,35	140	350	>50	1,50	*525*
	16					1	4,35	160	400		1,50	*600*
	18					1	4,35	180	450		1,50	*675*
	20					1	4,35	200	500		1,50	*750*
	22					1	4,35	220	550		1,50	*825*
	25					1	4,35	250	625		1,50	*938*
	28					1	4,35	280	700		1,50	*1050*
	32					1	4,35	320	800		1,50	*1200*
	36					0,96	4,18	360	938		1,50	*1406*
	40					0,92	4,00	400	1087		1,50	*1630*

ANEXA XV – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA SUPERIOARĂ A GRINZILOR

Tabelul XV.1 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C20/25)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 20/25	*14*	1,00	435	MEDIOCRE	0,70	1	1,58	290	967	*0,7*	677	***812***	*1,0*	967	***1160***
	16					1	1,58	331	1105		773	***928***		1105	***1326***
	18					1	1,58	373	1243		870	***1044***		1243	***1491***
	20					1	1,58	414	1381		967	***1160***		1381	***1657***
	22					1	1,58	456	1519		1063	***1276***		1519	***1823***
	25					1	1,58	518	1726		1208	***1450***		1726	***2071***
	28					1	1,58	580	1933		1353	***1624***		1933	***2320***
	32					1	1,58	663	2210		1547	***1856***		2210	***2651***
	36					0,96	1,51	777	2589		1813	***2175***		2589	***3107***
	40					0,92	1,45	901	3002		2101	***2522***		3002	***3602***

Tabelul XV.2 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C25/30)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 25/30	*14*	1,20	435	MEDIOCRE	0,70	1	1,89	242	806	*0,7*	564	***677***	*1,0*	806	***967***
	16					1	1,89	276	921		644	***773***		921	***1105***
	18					1	1,89	311	1036		725	***870***		1036	***1243***
	20					1	1,89	345	1151		806	***967***		1151	***1381***
	22					1	1,89	380	1266		886	***1063***		1266	***1519***
	25					1	1,89	432	1438		1007	***1208***		1438	***1726***
	28					1	1,89	483	1611		1128	***1353***		1611	***1933***
	32					1	1,89	552	1841		1289	***1547***		1841	***2210***
	36					0,96	1,81	647	2158		1510	***1813***		2158	***2589***
	40					0,92	1,74	751	2502		1751	***2101***		2502	***3002***

Tabelul XV.3 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C30/37)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 30/37	*14*	1,33	435	MEDIOCRE	0,70	1	2,10	218	725	*0,7*	508	***609***	*1,0*	725	***870***
	16					1	2,10	249	829		580	***696***		829	***994***
	18					1	2,10	280	932		653	***783***		932	***1119***
	20					1	2,10	311	1036		725	***870***		1036	***1243***
	22					1	2,10	342	1139		798	***957***		1139	***1367***
	25					1	2,10	388	1295		906	***1088***		1295	***1554***
	28					1	2,10	435	1450		1015	***1218***		1450	***1740***
	32					1	2,10	497	1657		1160	***1392***		1657	***1989***
	36					0,96	2,02	583	1942		1359	***1631***		1942	***2330***
	40					0,92	1,93	675	2252		1576	***1891***		2252	***2702***

Tabelul XV.4 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C35/45)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 35/45	*14*	1,47	435	MEDIOCRE	0,70	1	2,31	198	659	*0,7*	461	***554***	*1,0*	659	***791***
	16					1	2,31	226	753		527	***633***		753	***904***
	18					1	2,31	254	847		593	***712***		847	***1017***
	20					1	2,31	282	942		659	***791***		942	***1130***
	22					1	2,31	311	1036		725	***870***		1036	***1243***
	25					1	2,31	353	1177		824	***989***		1177	***1412***
	28					1	2,31	395	1318		923	***1107***		1318	***1582***
	32					1	2,31	452	1506		1055	***1265***		1506	***1808***
	36					0,96	2,22	530	1765		1236	***1483***		1765	***2119***
	40					0,92	2,13	614	2047		1433	***1719***		2047	***2456***

Tabelul XV.5 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C40/50)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 40/50	*14*	1,67	435	MEDIOCRE	0,70	1	2,63	174	580	*0,7*	406	***487***	*1,0*	580	***696***
	16					1	2,63	199	663		464	***557***		663	***795***
	18					1	2,63	224	746		522	***626***		746	***895***
	20					1	2,63	249	829		580	***696***		829	***994***
	22					1	2,63	273	911		638	***766***		911	***1094***
	25					1	2,63	311	1036		725	***870***		1036	***1243***
	28					1	2,63	348	1160		812	***974***		1160	***1392***
	32					1	2,63	398	1326		928	***1114***		1326	***1591***
	36					0,96	2,52	466	1554		1088	***1305***		1554	***1864***
	40					0,92	2,42	540	1801		1261	***1513***		1801	***2161***

Tabelul XV.6 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C45/55)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100-1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100-1}$ *[mm]*
C 45/55	*14*	1,80	435	MEDIOCRE	0,70	1	2,84	161	537	*0,7*	376	***451***	*1,0*	537	***644***
	16					1	2,84	184	614		430	***516***		614	***737***
	18					1	2,84	207	690		483	***580***		690	***829***
	20					1	2,84	230	767		537	***644***		767	***921***
	22					1	2,84	253	844		591	***709***		844	***1013***
	25					1	2,84	288	959		671	***806***		959	***1151***
	28					1	2,84	322	1074		752	***902***		1074	***1289***
	32					1	2,84	368	1228		859	***1031***		1228	***1473***
	36					0,96	2,72	432	1438		1007	***1208***		1438	***1726***
	40					0,92	2,61	500	1668		1167	***1401***		1668	***2001***

Tabelul XV.7 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea superioară a grinzilor (clasă beton grindă C50/60)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ SUPERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100-1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100-1}$ *[mm]*
C 50/60	*14*	1,93	435	MEDIOCRE	0,70	1	3,05	150	500	*0,7*	350	***420***	*1,0*	500	***600***
	16					1	3,05	171	571		400	***480***		571	***686***
	18					1	3,05	193	643		450	***540***		643	***771***
	20					1	3,05	214	714		500	***600***		714	***857***
	22					1	3,05	236	786		550	***660***		786	***943***
	25					1	3,05	268	893		625	***750***		893	***1071***
	28					1	3,05	300	1000		700	***840***		1000	***1200***
	32					1	3,05	343	1143		800	***960***		1143	***1371***
	36					0,96	2,92	402	1339		938	***1125***		1339	***1607***
	40					0,92	2,80	466	1553		1087	***1304***		1553	***1863***

ANEXA XVI – LUNGIMI DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DISPUSE LA PARTEA INFERIOARĂ A GRINZILOR

Tabelul XVI.1 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C20/25)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ															
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIȚII DE ADERENȚĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 20/25	*14*	1,00	435	BUNE	1,00	1	2,25	203	677	*0,7*	474	***568***	*1,0*	677	***812***
	16					1	2,25	232	773		541	***650***		773	***928***
	18					1	2,25	261	870		609	***731***		870	***1044***
	20					1	2,25	290	967		677	***812***		967	***1160***
	22					1	2,25	319	1063		744	***893***		1063	***1276***
	25					1	2,25	363	1208		846	***1015***		1208	***1450***
	28					1	2,25	406	1353		947	***1137***		1353	***1624***
	32					1	2,25	464	1547		1083	***1299***		1547	***1856***
	36					0,96	2,16	544	1813		1269	***1523***		1813	***2175***
	40					0,92	2,07	630	2101		1471	***1765***		2101	***2522***

Tabelul XVI.2 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C25/30)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 25/30	*14*	1,20	435	BUNE	1,00	1	2,70	169	564	*0,7*	395	***474***	*1,0*	564	***677***
	16					1	2,70	193	644		451	***541***		644	***773***
	18					1	2,70	218	725		508	***609***		725	***870***
	20					1	2,70	242	806		564	***677***		806	***967***
	22					1	2,70	266	886		620	***744***		886	***1063***
	25					1	2,70	302	1007		705	***846***		1007	***1208***
	28					1	2,70	338	1128		789	***947***		1128	***1353***
	32					1	2,70	387	1289		902	***1083***		1289	***1547***
	36					0,96	2,59	453	1510		1057	***1269***		1510	***1813***
	40					0,92	2,48	525	1751		1226	***1471***		1751	***2101***

Tabelul XVI.3 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C30/37)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 30/37	*14*	1,33	435	BUNE	1,00	1	3,00	152	508	*0,7*	355	***426***	*1,0*	508	***609***
	16					1	3,00	174	580		406	***487***		580	***696***
	18					1	3,00	196	653		457	***548***		653	***783***
	20					1	3,00	218	725		508	***609***		725	***870***
	22					1	3,00	239	798		558	***670***		798	***957***
	25					1	3,00	272	906		634	***761***		906	***1088***
	28					1	3,00	305	1015		711	***853***		1015	***1218***
	32					1	3,00	348	1160		812	***974***		1160	***1392***
	36					0,96	2,88	408	1359		952	***1142***		1359	***1631***
	40					0,92	2,76	473	1576		1103	***1324***		1576	***1891***

Tabelul XVI.4 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C35/45)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ															
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 35/45	*14*	1,47	435	BUNE	1,00	1	3,30	140	461	*0,7*	323	***388***	*1,0*	461	***554***
	16					1	3,30	160	527		369	***443***		527	***633***
	18					1	3,30	180	593		415	***498***		593	***712***
	20					1	3,30	200	659		461	***554***		659	***791***
	22					1	3,30	220	725		508	***609***		725	***870***
	25					1	3,30	250	824		577	***692***		824	***989***
	28					1	3,30	280	923		646	***775***		923	***1107***
	32					1	3,30	320	1055		738	***886***		1055	***1265***
	36					0,96	3,17	371	1236		865	***1038***		1236	***1483***
	40					0,92	3,04	430	1433		1003	***1204***		1433	***1719***

Tabelul XVI.5 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C40/50)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ															
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,\,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 40/50	*14*	1,67	435	BUNE	1,00	1	3,75	140	406	*0,7*	284	***341***	*1,0*	406	***487***
	16					1	3,75	160	464		325	***390***		464	***557***
	18					1	3,75	180	522		365	***438***		522	***626***
	20					1	3,75	200	580		406	***487***		580	***696***
	22					1	3,75	220	638		447	***536***		638	***766***
	25					1	3,75	250	725		508	***609***		725	***870***
	28					1	3,75	280	812		568	***682***		812	***974***
	32					1	3,75	320	928		650	***780***		928	***1114***
	36					0,96	3,60	360	1088		761	***914***		1088	***1305***
	40					0,92	3,45	400	1261		883	***1059***		1261	***1513***

Tabelul XVI.6 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C45/55)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 45/55	*14*	1,80	435	BUNE	1,00	1	4,05	140	376	*0,7*	263	***316***	*1,0*	376	***451***
	16					1	4,05	160	430		301	***361***		430	***516***
	18					1	4,05	180	483		338	***406***		483	***580***
	20					1	4,05	200	537		376	***451***		537	***644***
	22					1	4,05	220	591		414	***496***		591	***709***
	25					1	4,05	250	671		470	***564***		671	***806***
	28					1	4,05	280	752		526	***632***		752	***902***
	32					1	4,05	320	859		601	***722***		859	***1031***
	36					0,96	3,89	360	1007		705	***846***		1007	***1208***
	40					0,92	3,73	400	1167		817	***981***		1167	***1401***

Tabelul XVI.7 Lungimi de ancoraj pentru armăturile longitudinale dispuse la partea inferioară a grinzilor (clasă beton grindă C50/60)

LUNGIME DE ANCORAJ PENTRU ARMĂTURILE LONGITUDINALE DIN GRINZI - ARMĂTURĂ INFERIOARĂ														
CLASĂ BETON	$\emptyset_{bL}$ *[mm]*	f_{ctd} [N/mm²]	σ_{sd} [N/mm²]	CONDIŢII DE ADERENŢĂ	η_1	η_2	f_{bd} [N/mm²]	$l_{0,min}$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*	α_1	$l_{b,d}$ [mm]	$l_{b,d\ P100\text{-}1}$ *[mm]*
C 50/60	*14*	1,93	435	BUNE	1,00	1	4,35	140	350	*0,7*	245	***294***	*1,0*	350	***420***
	16					1	4,35	160	400		280	***336***		400	***480***
	18					1	4,35	180	450		315	***378***		450	***540***
	20					1	4,35	200	500		350	***420***		500	***600***
	22					1	4,35	220	550		385	***462***		550	***660***
	25					1	4,35	250	625		438	***525***		625	***750***
	28					1	4,35	280	700		490	***588***		700	***840***
	32					1	4,35	320	800		560	***672***		800	***960***
	36					0,96	4,18	360	938		656	***788***		938	***1125***
	40					0,92	4,00	400	1087		761	***913***		1087	***1304***

ANEXA XVII – CONVERSII UNITĂȚI DE MĂSURĂ

1 m = 10^2 cm = 10^3 mm

1 m² = 10^4 cm² = 10^6 mm² = 10^{-4} hectare = 10^{-6} km²

1 cm² = 10^2 mm² = 10^{-4} m²

1 m³ = 10^6 cm³ = 10^9 mm³

1 cm³ = 10^3 mm³ = 10^{-6} m³

1 mm³ = 0,001 cm³ = 10^{-9} m³

1 m⁴ = 10^8 cm⁴ = 10^{12} mm⁴

1 cm⁴ = 10^{-8} m⁴ = 10^4 mm⁴

1 mm⁴ = 10^{-12} m⁴ = 10^{-4} cm⁴

1 N = 0,1 daN = 0,01 hN = 10^{-3} kN

1 daN = 1,019716213 kgf

1 kN = 10 hN = 10^2 daN = 10^3 N ≈ 0,10 tone

1 tone = 10^3 kg ≈ 10^3 daN ≈ 10 kN

1 N/m² = 10^{-4} N/cm² = 10^{-6} N/mm² = 10^3 KPa = 10^{-3} GPa = 10^6 Pa = 10^{-6} MPa

1 N/mm² = 10 daN/cm² = 10^3 kN/m² = 1 MPa

1 kN/m² = 10^3 N/m² = 0,1 N/cm² = 10^{-3} N/mm² = 0,01 bar = 1 kPa = 10^2 daN/ m² = 101,97 kg/ m² = 0,10197 to/ m² = 10^{-2} daN/cm²

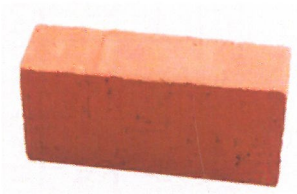
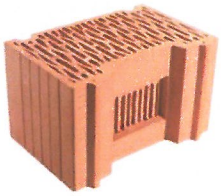
1 daN/cm² = 10^2 kN/m² = 10^5 N/m² = 0,10 N/mm²

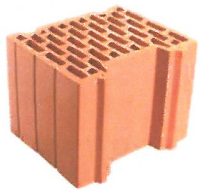
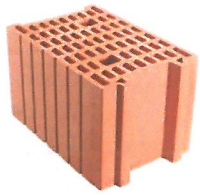
1 kNm = 10^3 Nm = 10^6 Nmm = 10^5 Ncm

1 Nmm = 10^{-6} kNm = 10^{-4} daNm = 0,1 Ncm

1 daNm = 0,01 kNm = 10 Nm

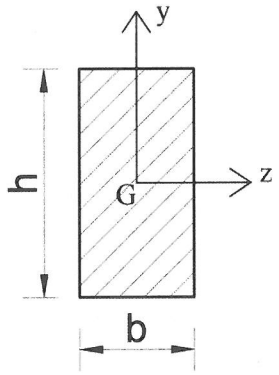
ANEXA XVIII – GREUTĂȚI SPECIFICE MATERIALE UZUALE

Tip material	Greutate specifică [kg/m^3]	Imagine	Sursă
Beton simplu	2400		SR EN 1991-1-1:2004
Beton armat	2500		SR EN 1991-1-1:2004
Beton proaspăt	2500		SR EN 1991-1-1:2004
Mortar de ciment	2100		SR EN 1991-1-1:2004
Mortar de ciment cu var	1900		SR EN 1991-1-1:2004
Sapă de ciment	2100		Internet
Sapă cu perlit	800		Internet
Granit	2700 până la 3000		SR EN 1991-1-1:2004
Lemn clasă de rezistență C14÷C40	350 până la 640		SR EN 1991-1-1:2004
Lemn clasă de rezistență D30÷C70	670 până la 1080		SR EN 1991-1-1:2004
Oțel	7850		SR EN 1991-1-1:2004
Pietriș și nisip, în vrac	1500 până la 2000		SR EN 1991-1-1:2004
Nisip	1400 până la 1900		SR EN 1991-1-1:2004
Hartie în role	1500		SR EN 1991-1-1:2004
Hârtie teanc	1100		SR EN 1991-1-1:2004
Smoală, bitum	1400		SR EN 1991-1-1:2004
Cărămidă plină	1850		Internet
Cărămidă Porotherm 36,5 TermoPlus (248x365x249)	670 (15 kg/buc)		Internet
Cărămidă Porotherm 38 STh (250x380x238)	840 (19 kg/buc)		Internet
Cărămidă Porotherm 30 STh (250x300x238)	840 (15 kg/buc)		Internet

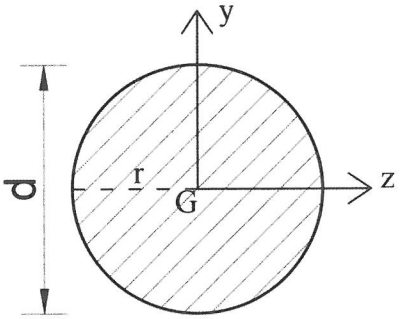
Cărămidă Porotherm 30 Robust (250x300x238)	850 (15 kg/buc)		Internet
Cărămidă Porotherm 25 Robust (250x375x238)	850 (18 kg/buc)		Internet
Cărămidă Porotherm 15N+F (500x150x238)	790 (14 kg/buc)		Internet
BCA neportant	400 până la 430		Internet
BCA portant	550 până la 600		Internet
Plăci gips carton	> 800		Internet
Vată minerală bazalică	40 până la 160		Internet
Vată minerală de sticlă	16		Internet
Polistiren expandat	10 până la 30		Internet
Polistiren extrudat	20 până la 45		Internet

ANEXA XIX – CARACTERISTICI GEOMETRICE SECȚIUNI UZUALE

- **SECȚIUNE DREPTUNGHIULARĂ**

Aria	$A = b \cdot h$	
Momentele de inerție	$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12}$	
	$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12}$	
Razele de inerție	$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h \cdot \sqrt{3}}{6}$	
	$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b \cdot \sqrt{3}}{6}$	
Modulele de rezistență	$W_z = \frac{I_z}{y_{max}} = \frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \cdot h^2}{6}$	
	$W_y = \frac{I_y}{z_{max}} = \frac{\frac{h \cdot b^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{h \cdot b^2}{6}$	

- **SECȚIUNE CIRCULARĂ**

Aria	$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$	
Circumferința	$c = \pi \cdot d$	
Momentele de inerție	$I_z = I_y = \frac{I_p}{2} = \frac{\frac{\pi \cdot d^4}{32}}{2} = \frac{\pi \cdot d^4}{64}$	
Razele de inerție	$i_z = i_y = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{d^2}{16}} = \frac{d}{4}$	
Modulele de rezistență	$W_p = \frac{I_p}{r_{max}} = \frac{I_p}{\frac{d}{2}} = \frac{\pi \cdot d^3}{16}$	
	$W_z = W_y = \frac{I_z}{y_{max}} = \frac{I_z}{\frac{d}{2}} = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$	

Tipar digital realizat la Tipografia pim
Iași, Șoseaua Ștefan cel Mare și Sfânt nr. 109, 700497
Tel.: 0730.086.676; 0732.430.407; 0732.599.999
E-mail: editura@pimcopy.ro, editura.pim@gmail.com
www.pimcopy.ro

Despre autori,

Bogdan Chirilă, a absolvit secţia CCIA a Facultăţii de Construcţii şi Instalaţii din Iaşi în anul 2010. Studiile au continuat prin finalizarea programului de master Management şi Tehnologii Speciale în Construcţii în anul 2012, a programului de master Inginerie Geotehnică în anul 2013 şi prin obţinerea în anul 2019 a titlului de Doctor în Inginerie civilă în cadrul Universităţii Tehnice "Gheorghe Asachi" din Iaşi. În anul 2022 a obţinut atestatul de verificator de proiecte pentru domeniul A1. Este fondatorul biroului de proiectare BOG DESIGN & BUILD şi membru în Asociaţia Inginerilor Constructori Proiectanţi de Structuri.

Constantin Gavriloaia, a absolvit secţia CCIA a Facultăţii de Construcţii şi Instalaţii din Iaşi în anul 2004. Studiile au continuat prin finalizarea programului de master Materiale Elemente și Structuri Moderne pentru Construcții în anul 2005 şi prin obţinerea în anul 2013 a titlului de Doctor în Inginerie civilă în cadrul Universităţii Tehnice "Gheorghe Asachi" din Iaşi. În anul 2015 a obţinut atestatul de verificator de proiecte pentru domeniul A1, iar in anul 2021 a atestatului de expert tehnic pentru domeniul A1. Este fondatorul biroului de proiectare SABI STRUCTURA și membru în Asociaţia Inginerilor Constructori Proiectanţi de Structuri.

9 786061 376476